F 1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXXVI (XL)

Fasc. 1–4

Secţia V

CONSTRUCŢII
ÎMBUNĂTĂŢIRI
FUNCIARE

1990

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXXVI (XL)

Fasc. 1–4

Secţia V

CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1990

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **VITALIE BELOUSOV** (President)

Prof. dr. doc. **D. I. MANGERON** (Honorary President)

Conf. dr. ing. **MIRCEA MANOLOVICI** (Secretary)

Conf. dr. ing. **MATEI MACOVEANU**

Prof. dr. doc. **ALFRED BRAIER** (Editor)

Prof. dr. ing. **HUGO ROȘMAN** (Editor)

Prof. dr. ing. **MIHAIL VOICU** (Head of the Exchange Service)

Prof. dr. **AUREL BEJANCU**

Prof. dr. ing. **VICTOR BULACOVSCHI**

Prof. dr. ing. **MIHAI LUCANU**

Prof. dr. ing. **SPIRIDON CREȚU**

Prof. dr. ing. **ADRIAN RADU**

Conf. dr. ing. **AURELIA GRIGORIU**

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXXVI (XL), Fasc. 1—4 1990

Secţia V

CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

SUMAR

Pag.

V.-F. POTERAŞU şi N. MIHALACHE, Analiza sistemelor elastice structurale cu elemente de frontieră *p*-adaptive (engl., rez. rom.) 1
ŞT. JERCA, I. NISTOR şi P. RĂILEANU, Grinzi elastice pe mediu vîscoelastic (engl., rez. rom.) 7
D. PRECUPANU, Asupra dimensionării grinzilor petensionate prin metoda secţiunii echivalente (franc., rez. rom.) 13
L. STRAT şi M. BUDESCU, Model neliniar simetric pentru determinarea disipărilor de energie (engl., rez. rom.) 19
O. MANOLE, Încovoierea plăcilor groase semieliptice rezemate pe mediu elastic Pasternak (franc., rez. rom.) 25
V. GRECU, N. MIHALACHE şi V.-F. POTERAŞU, Interacţiunea grindă de beton armat—sol de fundaţie în elasto-plasticitate studiată cu metoda elementelor finite (engl., rez. rom.) 31
C. ŞERBESCU şi V. PESCARU, Optimizarea alcătuirii şi avantajele grinzilor cu secţiune hibridă (franc., rez. rom.) 37
I. GAVRILAŞ şi C. VELICU, Despre calculul simplificat al elementelor de construcţii cu punţi termice (engl., rez. rom.) 43
C. JANTEA şi F. VARLAM, Calculul suprastructurilor podurilor cu două grinzi principale şi mai multe antretoaze (engl., rez. rom.) 47
S. COROBCEANU, A. VASILESCU, M. M. AL CHAB şi I. DONOSE, Unele cercetări privind armarea dispersă a betonului cu fibre de oţel (engl., rez. rom.) 53
GH. NISTOR, A. BRAIER şi I. NISTOR, Algoritm de calcul al deformaţiilor şi deplasărilor orizontale ale barajelor în arc folosind drumuirea planimetrică de precizie (I) (franc., rez. rom.) 59
A. GORINCIOIU, Identificarea unor produse rezultate prin coroziunea cimentului silicios în medii agresive cu azot (franc., rez. rom.) 65
ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU şi D. LEU, Contribuţii la stabilirea modelului matematic al mişcării nepermanente în conducte cu elasticitate mare (franc., rez. rom.) 69
E. BÂRSAN şi C. IGNAT, Model pentru determinarea unei distribuţii iniţiale a debitelor într-o reţea de alimentare cu apă (engl., rez. rom.) 75
N. POPOVICI, Soluţie pentru sporirea efectului hidrologic al unei reţele de canale de coastă (franc., rez. rom.) 79
D. POPOVICI şi AL. CĂRĂUŞU, Evaluarea unor caracteristici ale traficului rutier prin intersecţii semaforizate (engl., rez. rom.) 83
C. CISMARU, V. BLIDARU şi C. BĂLĂCEANU, Ameliorarea solurilor salinizate din lunca riurilor Prut-Jijia (franc., rez. rom.) 89
A. PRICOP şi A. NICOLAU, Model şi program pentru simularea viiturilor pe reţelele de scurgere torenţiale (engl., rez. rom.) 97
RECENZII 101

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tome XXXVI (XL), Fasc. 1–4 1990

Section V

CONSTRUCTIONS. LAND RECLAMATION

CONTENTS

Pp.

V.-F. POTERAŞU and N. MIHALACHE, Structural Analysis of Elastic Systems by *p*-Adaptive Boundary Elements (English, Romanian summary) . . . 1
ŞT. JERCA, I. NISTOR and P. RĂILEANU, Elastic Beams on Viscoelastic Medium (English, Romanian summary) 7
D. PRECUPANU, Sur le dimensionnement des poutres précontraintes par la méthode de la section équivalente (French, Romanian summary) 13
L. STRAT and M. BUDESCU, Nonlinear Symmetrical Model for Energy Loss Determination (English, Romanian summary) 19
O. MANOLE, La flexion des plaques épaisses demi-élliptiques appuyées contre un milieu élastique Pasternak (French, Romanian summary) 25
V. GRECU, N. MIHALACHE and V.-F. POTERAŞU, Reinforced Concrete Beam–Soil Foundation Interaction in Elasto-plasticity with FEM (English, Romanian summary) 31
C. ŞERBESCU et V. PESCARU, Optimisation des section des poutres hybrides et la quantification économique de leurs avantages (French, Romanian summary) 37
I. GAVRILAŞ and C. VELICU, On the Simplifyed Calculation of the Buildings Elements with Thermal Bridges (English, Romanian summary) 43
C. JANTEA and F. VARLAM, Design of Bridge Superstructures with two Principal Beams and Multiple Secondary Beams (English, Romanian summary) . . 47
S. COROBCEANU, A. VASILESCU, M. M. AL CHAB and I. DONOSE, Some Researches about Disperse Reinforcing of Concrete with Steel-fibres (English, Romanian summary) 53
GH. NISTOR, A. BRAIER et I. NISTOR, Algorithme pour la détermination des déformations et des déplacements horizontals des barrages-voûte à l'aide du cheminement planimétrique de précision (I) (French, Romanian summary) 59
A. GORINCIOIU, Identification de quelques produits obtenus par la corrosion du ciment siliceux en milieux agréssifs à azote (French, Romanian summary) 65
ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU et D. LEU, Contributions à l'établissement du modèle mathématique du mouvement non permanent dans les conduites à grande élasticité (French, Romanian summary) 69
E. BÂRSAN and I. IGNAT, Model for Determination of the Initial Discharge in Water Supply Network (English, Romanian summary) 75
N. POPOVICI, Solution pour l'augmentation de l'effet hydrologique d'un réseau de canaux inclinés (French, Romanian summary) 79
D. POPOVICI and AL. CĂRĂUŞU, Assessment of some Road Traffic Characteristics Requiring Signalized Intersections (English, Romanian summary) . . . 83
C. CISMARU, V. BLIDARU et C. BĂLĂCEANU, L'amélioration des sols salines dans la zone inondable des rivières Prut-Jijia (French, Romanian summary) 89
A. PRICOP and A. NICOLAU, Model and Program for Peak Flow Simulation on Rainfall Runoff Network (English, Romanian summary) 97
BOOK REVIEWS 101

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.04

STRUCTURAL ANALYSIS OF ELASTIC SYSTEMS BY *p*-ADAPTIVE BOUNDARY ELEMENTS

BY

VICTOR-FLORIN POTERAŞU and NICU MIHALACHE

1. Introduction

It is generally accepted that the numerical treatment of singular integral equation giving rise to the so-called boundary integral equation method (BIEM), began in 1963, with a paper by J a w s o n on potential theory [2]. It is well known that one of the more attractive features of the method is the reduction of the discretization of the boundary of the domain under study. As drawbacks, we found the nonbandedness of the final matrix, that is, a full and asymmetric one, and the computational difficulties related to the obtention of the integrals which appear in the influence coefficients.

The basic idea of the *p*-adaptive boundary integral equation is the following : the typical bandedness of FEM is lost in spite the using locally based interpolation functions. It is useful, then, to consider the possibility of globally based functions, at least over macro-element and to analyse the consequences that such a decision can have to the whole computational scheme. Once it has decided how to define the geometry and the boundary conditions ; the first decision for an adaptive procedure is the selection of a hierarchical familly of interpolation functions. This procedure is applied in the paper for the study of the elastic plane systems.

2. *p*-Adaptive Boundary Elements

In order to see how to introduce the *p*-adaptive boundary elements, let us recall some of the essential features of the method when applied to elasticity problems. The problem to be solved is then [4] :

$$\Delta\Delta F=0 \tag{1}$$

inside a domain Ω with boundary S and mixed boundary conditions :

$$F(x)=M_0, \quad \forall x\in S_2, \tag{2}$$

$$q(x)=F_{,n}=N_0, \quad \forall x\in S_2, \tag{3}$$

$$\sigma_{x_i}=p_{n,x_i}=F_{,x_ix_i}, \quad \forall x\in S, \quad (i=1,\ 2)\ ; \tag{4}$$

where $-F_{,x_1x_2}=\sigma_{x_1x_2}$ is the shear stress and $S_1\cup S_2=S$.

It is well known that a representation formula on the boundary is [3]:

$$cF(x)+\int_S Fq^*\,ds=\int_S F^*q\,ds, \qquad x\in S, \tag{5}$$

where c collects the local geometrical properties of the boundary at point x. Eq. (5), in the integral relationship, is used by BEM [2] as the basic tool to be discretized as a parallel to the weak formulation used with FEM.

The classical BEM approach has been to interpolate using the polynomial locally based splines in order to take advantage of the physical meaning of the unknown coefficients. In that way

$$F=\sum_i F_iN_i(x),\quad q=\sum_i q_iN_i(x),\quad \sigma=\sum_i \sigma_{x_i}N_i(x),\quad x=\sum_i x_iN_i(x)\,, \tag{6}$$

which, having been introduced in (2) ... (4), produce a system

$$HF=Gq\,; \tag{7}$$

by imposing boundary conditions the system (7) can be reduced to a classical system of equations namely:

$$Kx=P.$$

The user has to chose only: a) a set of boundary points, b) the degree of polynomial interpolation (in that way, the same set of points is used) and to define: c) the boundary; d) the boundary conditions; e) the collocation points; f) the support of interpolation functions.

As reference to the introduction it is important to notice that, due to the independence of interpolation functions, it is not useful to choose orthogonal functions. In the state stress of the two-dimensional problems, due to the reduction to the boundary, the family is monodimensional. For the linear interpolation the first two shape functions are the following:

$$N_0=\frac{1}{2}(1-\xi),\qquad N_1=\frac{1}{2}(1+\xi),\qquad -1\leqslant\xi\leqslant 1,$$

while the general form is

$$N_p=\frac{1}{p\,!}(\xi^p-b),$$

where $p>2$, $b=1$ if p odd and $b=\xi$ if p even so that the development of a function $f(\xi)$ follows the pattern [1]:

$$\begin{aligned} N_j(\xi)=f(\xi)=&\frac{1}{2}a_0(1-\xi)+\frac{1}{2}a_1(1-\xi)+\frac{1}{2}a_2(\xi^2-1)+\\ &+\frac{1}{3\,!}a_3(\xi^3-1)+\frac{1}{4\,!}a_4(\xi^4-\xi)+\frac{1}{5\,!}a_5(\xi^5-1)+\ldots, \end{aligned} \tag{8}$$

the derivatives being

$$f''(0)=a_2,\quad f'''(0)=a_3,\quad f^{IV}(0)=a_4,\quad f^{V}(0)=a_5,\ \ldots \tag{9}$$

with the well-known physical meaning of the parameters.

In this way, the first two members of the family realise the adjustment of the values at the ends of the macro-elements and the other „buble" function correct the shape according to the derivatives in the middle of the interval. We will now assure that the boundary is divided into elements and obtain the following equation for the point i [2]:

$$(10) \qquad c_i F_i(x) + \sum_{j=1}^{N} \left(\int_{S_j} N_j(\xi) q^*(x_i, \xi) \mathrm{d}\xi \right) F = \sum_{j=1}^{N} \left(\int_{S_j} N_j(\xi) F^*(x_i, \xi)\, \mathrm{d}\xi \right) q.$$

The fundamental solutions F^* and q^* of the governing equations (10) of the two-dimensional elastic static problems are given in [2].

Continuity of the geometry is respected, as that of the displacement. The derivatives along the boundary are not compatible in general, but this is an unimportant feature when working with the natural elements that have been selected between corner places where derivatives present discontinuities for sure. Of course, the stresses around corners are assumed to be discontinuous from the very begining following the stage presented elsewhere.

3. Influence Matrices and the Estimators Error

Following the strategy indicated above, we see that the input data is minimum and we have a certain degree of freedom to choose the representation; we proceed by independent and autonomous rafinement of the geometry, the displacement and the stresses, adjusting then as necessary.

The objective of the hierarchy is finally accomplished by interpolating the unknowns displacement and stresses, again in an independent fashion where they are needed.

The criterion to add new functions (8) to a previously approached solution is called an „indicator" and the sequential process is stoped when an „estimator" measures a predetermined degree of error.

The important thing is to realize the stage when the sequence of computation is finished, the number of integrals (10) that has been computed is minimum, according to the pre-established degree of accuracy. In this way, the most important part of the computational effort is reduced to an optimum and the computer time is minimized in a very rational manner. In addition, the procedure reduces computer time and produces better conditioning of matrices and weak couplings due to the „relative displacement" approach inherent to succesive refinements. Also, the influence matrix of the integral (10) is nested so that all the previous work is used at each step and only the new elements of matrices need to be computed. The order to see the nesting of influence matrices, let us imagine that the equations corresponding to a certain discretization are the system form (7). Each row corresponds to a collocation point, while each column reflects the integration over a shape functions (8).

Element h_{ij} is, for instance

$$(11) \qquad h_{ij} = \int_{S_j} N_j(\xi) q^*(x_i, \xi)\, \mathrm{d}\xi,$$

where the integral is extended to the natural element supporting N_j (8); q^*

is the weighting function produced when the fundamental solution is located at point x_i; x_i is the collocation point used to establish the equation, and ξ is the coordinate along S.

If we want to introduce now interpolation functions, it is necessary to compute three blocks of integrals, i.e. (i) new interpolation functions viewed from old collocation points, (ii) old interpolation functions viewed from new collocation points and (iii) new interpolation functions viewed from new collocation points, producing the new system

$$\tilde{H}F=\tilde{G}q. \tag{12}$$

As soon as the boundary conditions (2)...(4) and the displacement conditions $u_i=u_0$ are imposed the nesting must be transmitted to the matrix to be solved, in such a way that, if the first system was

$$K_{ii}\delta_i'=P_i \tag{13}$$

the new one is

$$\begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ih} \\ K_{hi} & K_{hh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_h \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_i \\ P_h \end{Bmatrix}. \tag{14}$$

As can be seen, K_{ii} and P_i are common in both formulations. Unfortunately $K_{ih}\neq K_{hi}^T$ and, then, to solve Eq. (14) it is necessary to compute all the new integrals. The procedure is to limit the computation to minimum by using the „estimator". In order to systematize the computations again, the collocation points are selected following the same strategy used to represent the geometry. In this way, the linear shape functions are associated with the vertex, the parabolic with points in the middle of the element, the cubic with the 1/4th element, etc.

The criterion developed to fulfil the first part of the problem is called an „indicator" while the second is the stop criterion.

The idea for an indicator is based on the iterative solutions of the new system. The second set of Eqs. (14) can be critten as

$$K_{hi}\delta_i+K_{hh}\delta_h=P_h \tag{15}$$

so that if K_{hh} is assured to be diagonal, it is possible to estimate [1]:

$$\delta_j=\frac{P_j-K_{ji}\delta_i}{K_{jj}} \tag{16}$$

and the criterion is based on

$$Q_j=\frac{\sum_{i\neq j} K_{ji}\delta_i-P_j}{\sqrt{K_{jj}}}, \tag{17}$$

where δ_i is assumed to be equal to the value utilised in the previous step.

In a collocation method like BEM the value of (17) is maintained as an indicator of the convergence properties of system (14). The usual procedure

is to test simultaneously (17) for all the boundary elements, assembling only those at which (17) are larger than a fixed band, related in general to the relative different magnitudes Q_j.

In the case of BEM $K_{hi} \neq K_{ih}^T$. Here, we find easier to prepare matrix during the previous computational steps, due to the fact that the K_{ih} submatrix corresponds to integrations related to collocation points that are used for other integrals. The additional effort necessary to compute those integrals is not very large, having in view that is sufficiently to substitute K_{hi} with K_{ih}. In this way, for every step of the sequence only vector P_h and diagonal K_{ij} have to be computed.

To apply this criterion it is necessary to estimate δ_h, which can be calculated using (16) or, more simply by the relation:

$$\delta_h \simeq \frac{P_h}{K_{hh}} . \tag{18}$$

The general trend of both indicators is to produce good results, although in some cases the second seems to produce more reasonable guidelines.

4. Conclusions

Starting from the paper [1] the possibilities to apply the p-adaptive boundary elements for the elastic plane problems are presented.

In one next paper we will present a computer program based on this method and some numerical comparative exemples in order to point out its advantages.

Received, April 27, 1990

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Theoretical Mechanics
and
Department of Structural Mechanics

REFERENCES

1. Alarcon E., Reveter A., *p-Adaptive Boundary Elements.* Int. J. Num. Meth. Eng., **23**, 801–829 (1986).
2. Brebbia C. A., *Boundary Element Techniques in Engineering.* Newness-Butterworths, London, 1980.
3. Gafiţanu M., Poteraşu V. F., Mihalache N., *Elemente finite şi de frontieră cu aplicaţii la calculul organelor de maşini.* Ed. Tehnică, Bucureşti, 1987.
4. Mihalache N., *Comportarea diafragmelor de beton armat la acţiunea forţelor tăietoare.* Ph. D. Diss., Polyt. Inst., Jassy, 1988.
5. Poteraşu V. F., Mihalache N., *Metoda elementelor de frontieră.* ICPROM, Iaşi, postgraduate lectures, 1985.

ANALIZA SISTEMELOR ELASTICE STRUCTURALE CU ELEMENTE DE FRONTIERĂ *p*-ADAPTIVE

(Rezumat)

Se prezintă modul de implementare al unei metode adaptive pentru calculul sistemelor elastice structurale folosind metoda directă a elementelor de frontieră. Se tratează modelarea variabilelor şi interpolarea cu funcţii de formă ierarhice.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.07 ; 624.1

ELASTIC BEAMS ON VISCOELASTIC MEDIUM

BY

ŞT. JERCA, I. NISTOR and PAULICĂ RĂILEANU

1. Introduction

In the study of the structure — soil interaction, the main dificulty consist in the choice of an adequate analytical model for the behaviour of the soil.

In classical methods, the soil behaviour is modelled as an elastic medium, for determining the contact pressures and the stress and strain states in beam and soil [1]. But the soil has a physical-mechanical behaviour, which is more exactly approximated with viscoelastic models, so that the main factors that characterized the interaction phenomen varies in time until the stabilization [2].

In this paper, by imposing requirements of equilibrium and compatibility, are established the equations of a beam on viscoelastic medium and are presented some mathematical methods of solving these equations.

2. The Equations of the Interaction Problem

The soil of foundation is modelled by viscoelastic K e l v i n — V o i g t (K — V)model which contain an elastic spring (H o o k e model) ties in parallel with a dashpot (N e w t o n model) (Fig. 1).

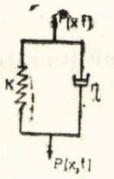


Fig. 1

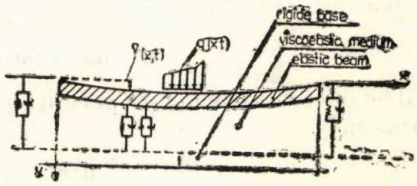


Fig. 2

The constitutive equation of this model is :

$$p(x,t)=kv(x,t)+\eta\frac{\partial v}{\partial t}, \tag{1}$$

where : k and η are the settlement and viscosity parameters, which are determined on experimental way; p and v — the pressure and corresponding displacement.

Let be a beam with constant flexural stiffness EI, which is placed on the many comprimate $k-v$ models (Fig. 2) ; the displacement $v(x, t)$ of a current section is proportional only to the pressure from the same section (W i n k l e r-hypothesis) [2].

The equation of this contact viscoelastic problem is :

$$EI\frac{\partial^4 v}{\partial x^4}+\eta\frac{\partial v}{\partial t}+kv=q, \tag{2}$$

wich representes a generalisation of the elastic W i n k l e r equation.

If in this equation is made a change of variable :

$$\xi=\frac{x}{l},\ 0\leqslant\xi\leqslant 1, \tag{3}$$

it results

$$\frac{\partial v}{\partial t}+\alpha\frac{\partial^4 v}{\partial \xi^4}+\beta v=\gamma q, \tag{4}$$

where :

$$\alpha=\frac{EI}{\eta l^4};\quad \beta=\frac{k}{\eta};\quad \gamma=\frac{1}{\eta}. \tag{5}$$

For solving this equation we must set the initial condition :

$$v(\xi,\ 0)=0 \tag{6}$$

and boundary conditions, wich depends on the supports at the ends of beam.

3. Some Procedures for Determination of the Solution

For the particular supports at the ends of beam, the equations (4)...(6) can be exactly integrated, while for the other supports shall be applicated numerical procedures.

3.1. Direct Integration Method

The initial condition (6) permit to use the L a p l a c e unilateral transform in (2) namely

$$\frac{d^4\tilde{v}}{d\xi^4}+\alpha'\tilde{v}=\gamma'\tilde{q}, \tag{7}$$

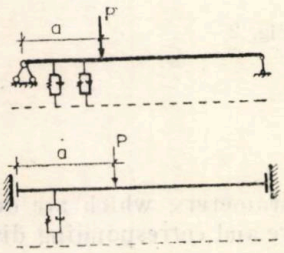


Fig. 3

where :

$$\alpha'=\frac{l^4(k+\eta s)}{EI};\qquad \gamma'=\frac{l^4}{EI} \tag{8}$$

and by „$\sim$“ it is noted the L a p l a c e transform operation.

The boundary conditions for a simply supported beam and slidly fixed beam (Fig. 3) are :

$$(9\,a) \qquad v(0,\ t)=v(1,\ t)=0\ ; \qquad \left.\frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2}\right|_{0,\ t} = \left.\frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2}\right|_{1,\ t} =0,$$

$$(9\,b) \qquad \left.\frac{\partial v}{\partial \xi}\right|_{0,\ t} = \left.\frac{\partial v}{\partial \xi}\right|_{1,\ t} =0\ ; \qquad \left.\frac{\partial^3 v}{\partial \xi^3}\right|_{0,\ t} = \left.\frac{\partial^3 v}{\partial \xi^3}\right|_{1,\ t} =0.$$

These conditions permits the use of Fourier sine and respective transform obtaining from (7):

$$(10) \qquad \tilde{v}^*=\frac{\tilde{q}^*}{\eta(s+\gamma_n)},$$

where:

$$(11) \qquad \gamma_n=\frac{1}{\eta}\left[k+\left(\frac{n\pi}{l}\right)^4 EI\right]$$

and by „$*$" it is noted the Fourier transform operation.

By using the inverse Fourier and Laplace transforms, from (10) we cosine find for the displacement the general expression:

$$(12) \qquad v(\xi,\ t)=\mathcal{F}^{-1}\left\{\mathcal{L}^{-1}\left[\frac{\tilde{q}^*}{\eta(s+\gamma_n)}\right]\right\}.$$

As an example, let be the concentrated load P, constant in the time and applicated in the $x=a$ section (Fig. 3); the corresponding intesity of load is [3]:

$$(13) \qquad q(x,\ t)=P\delta(x-a)h(t),$$

where $\delta(x)$ and $h(t)$ are Dirac delta function respective Heaviside unit function.

If the Laplace and Fourier sine and cosine transform are applied to (13) it results:

$$(14) \qquad \tilde{q}_s^*=\frac{P}{s}\sin n\pi\xi_a, \qquad \tilde{q}_c^*=\frac{P}{s}\cos n\pi\xi_a,$$

where $\xi_a=a/l$.

Now, substituing (14) into (12) it is obtained:

$$(15) \qquad \begin{cases} v(\xi,\ t)=\dfrac{2P}{l}\displaystyle\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\sin n\pi\xi_a}{(n\pi/l)^4 EI+k}(1-e^{-\gamma_n t})\sin n\pi\xi \qquad \text{and} \\ v(\xi,\ t)=\dfrac{P}{lk}(1-e^{-kt/\eta})+\dfrac{2P}{l}\displaystyle\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\cos n\pi\xi_a}{(n\pi/l)^4 EI+k}(1-e^{-\gamma_n t})\cos n\pi\xi, \end{cases}$$

which are the displacement expressions for the two kind of beams on K—V medium.

It should be noted, that the viscoelastic behaviour of medium is represented in (15) by a time function which is the same with the fluency function of the K—V model, but with the influence of the stiffness of beam in the exponential factor and denominator; the displacements $v(\xi,\ t)$ should increase

from zero to maximum values, which corresponds to W i n k l e r model, because in (15) the condition $t\to\infty$ is the same with $\eta_1\to 0$.

Similarly shall be finded the displacements expression for another kind of loads.

3.2. Some Numerical Proceedures

In the general case, the beams of foundation are free at the ends ; consequently the following conditions are fulfilled :

$$\left.\frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2}\right|_{0,t} = \left.\frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2}\right|_{1,t} = 0\,; \quad \left.\frac{\partial^3 v}{\partial \xi^3}\right|_{0,t} = \left.\frac{\partial^3 v}{\partial \xi^3}\right|_{1,t} = 0. \tag{16}$$

For solving the equation (4), with conditions (6) and (16), some finite differences methods are used. Let us divide the domain $\xi\times t$ into rectangle parts with λ and τ dimensions (Fig. 4).

The derivatives from (4), (6) and (16) can be represented in many forms by finite differences, obtaining explicit or implicit algorithms [4]. In an explicit algorithm the values of $v(\xi, t)$ from the points of a line are computed based on the values from the preceding lines.

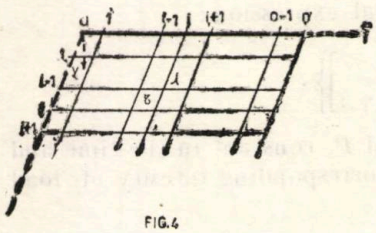


FIG.4

For instance, if we use the central differences for ξ and progressive differences for t, from (4) it is obtained :

$$v_{i,j+1} = -av_{i-2,j} + 4av_{i-1,j} + (1-6a-b)v_{i,j} + 4av_{i+1,j} - av_{i+2,j} + cq_{ij}, \tag{17}$$

where :

$$a = \frac{\alpha\tau}{\lambda^4}, \quad b = \beta\tau, \quad c = \tau\gamma. \tag{18}$$

When the equation (17) is applied to the lines $i=0$; $i=1$; $i=n-1$ and $i=n$, it is necessary to write into central differences the boundary conditions (16), obtaining the following matrix recurrent relation :

$$\mathbf{v}_{j+1} = A\mathbf{v}_j + c\mathbf{q}_j, \tag{19}$$

where :

$$\mathbf{v}_j^T = \{v_{0j}\ v_{1j} \ldots v_{ij} \ldots v_{nj}\}\,; \qquad \mathbf{q}_j^T = \{q_{0j}\ q_{1j} \ldots q_{ij} \ldots q_{nj}\}$$

are the vectors of displacement respectiv loading and

$$A = \begin{bmatrix} 1-2a-b & 4a & -2a & 0 & 0 & 0 \\ 2a & 1-5a-b & 4a & -a & & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ -a & 4a & 1-6a-b & 4a & a & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & -a & 4a & 1-5a-b & 2a \\ 0 & 0 & 0 & -2a & 4a & 1-2a-b \end{bmatrix} \tag{20}$$

represent the transition matrix from the line j to the $j+1$ one ; first it is founded v_1, putting $v_0=0$ into (19) and so on, until to a imposed time.

There are others knowed explicit algorithms with a better convergence and stability (Richardson, Du Fort—Fränkel, etc.) [4].

In an implicit algorithm a set of values $v(\xi, t)$ from the points of a j line, are computed by means of a set of values from the preceding lines, which implies the solution of some systems of linear algebraic equations.

For instance, if we use the central differences for ξ and regresive differences for t, from (4) it is obtained :

$$av_{i-2,j}-4av_{i-1,j}+(1+6a+b)v_{i,j}-4av_{i+1,j}+av_{i+2,j}=v_{i,j-1}+cq_{i,j}. \tag{21}$$

Applying this formula for the lines $i=0$; $i=1$; $i=n-1$ and $i=n$, and taking into account the boundary conditions (4) it is obtained the following system of linear equation:

$$B\mathbf{v}_j=\mathbf{v}_{j-1}+c\mathbf{q}_{ij}, \tag{22}$$

where :

$$B=\begin{bmatrix} 1+2a+b & -4a & 2a & 0 & 0 \\ -2a & 1+5a+b & -4a & 0 & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ a & -4a & 1+6a+b & -4a & a \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & -4a & 1+5a+b & -2a \\ 0 & 0 & 2a & -4a & 1+2a+b \end{bmatrix} \tag{23}$$

is the transition matrix from the line $j-1$ to the j one ; first it is founded v_1, putting $v_0=0$ and solving the system (22) and so on.

It can be used other implicit algorithms with better convergence and stability (Crank—Nicolson, etc.)

It should be noted that to provide the stability and convergence of the algorithms it is necessary that the dimensions $\tau\times\lambda$ of the rectangle must verify some conditions [4].

4. Conclusions

The behaviour of the physical-mechanical properties of the soil clay foundations may be approximated by the viscoelastic Kelvin—Voigt model.

The equations of the interaction between elastic beam and viscoelastic medium are presented.

The solution of this interaction problem may be obtained by direct integration methods or numerical ones, according to the supports at the ends of beam.

Recevied, January 25, 1990

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics
and
Department of Mathematics

REFERENCES

1. Păunescu M., Pop V., Silion T., *Geotehnică și fundații*. EDP, București, 1982.
2. Beleș A., Mihăilescu S., *Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile*. Ed. Acad. R.S.R., București, 1977.
3. Nowacki W., *Dinamica sistemelor elastice* (transl. from Polish). Ed. Tehn., București, 1979.
4. Ixaru L., *Metode numerice pentru ecuații diferențiale*. Ed. Acad. R.S.R., București, 1979.

GRINZI ELASTICE PE MEDIU VÎSCOELASTIC

(Rezumat)

În metodele clasice de analiză a problemei de contact dintre o grindă de fundație și teren, ambele sînt considerate cu comportare elastică. Terenul are însă o comportare fizico-mecanică complexă, care se poate aproxima mai bine prin modele viscoelastice.

Se stabilesc ecuațiile fenomenului de interacțiune dintre o grindă cu comportare elastic liniară și mediul viscoelastic reprezentat prin modelul Kelvin—Voigt. Sînt prezentate metode directe și numerice pentru determinarea soluției, folosind transformatele integrale Laplace și Fourier, respectiv algoritmi cu diferențe finite de tip explicit sau implicit.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. IMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.07 ; 601.3

SUR LE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRÉCONTRAINTES PAR LA MÉTHODE DE LA SECTION ÉQUIVALENTE

PAR

DAN PRECUPANU

1. Généralités. Hypothèses de calcul

Comme on le sait, le dimensionnement des structures précontraintes est un problème complexe qui, pour la plupart des cas pratiques, est résolu par des approximations successives. Mais, le volume de calcul est assez grand, ce qui constitue un inconvénient important de ce procédé de dimensionnement. Une solution plus simple de ce problème est obtenue en employant la méthode la section équivalente [1]. Cette méthode est basée sur le principe suivant : on peut remplacer une section précontrainte, dans le calcul, du point de vue de la capacité de résistance, par une section non-précontrainte, équivalente, qui a la même aire comprimée et l'aire tendue, notée par A_{2e}, donnée par la relation :

$$A_{2e}=A_2+A_{te}, \tag{1}$$

où

$$A_{te}=\alpha' A_t, \tag{2}$$

$$\alpha'=\frac{\sigma_{xt}}{\sigma_{x2}} \tag{3}$$

(les autres notations des relations (1)...(3), ont les significations de la Fig. 1) ; α' est le coefficient d'équivalence concernant les contraintes (effectives).

Sous cette forme, la méthode de la section équivalente a été établie en exprimant la condition de résistance de la poutre précontrainte par les relations :

$$\begin{cases} \sigma_{x1}=\left| -\dfrac{X_0+X_1}{A}-\dfrac{M-(X_0+X_1)h_t}{W_{z1}}\right| \leqslant |R_1|, \\ \sigma_{x2}=-\dfrac{X_0+X_1}{A}+\dfrac{M-(X_0+X_1)h_t}{W_{z2}} \leqslant R_2 \end{cases} \tag{4}$$

pour la phase d'exploitation et

$$\sigma_{x0}=\left| -\frac{X_0}{A}-\frac{X_0 h_t}{W_{z2}}\right| \leqslant |R_0| \tag{5}$$

pour la phase de prétension.

Pour le tirant, la condition de résistance est :

$$\sigma_{xt}=\frac{X_0+X}{A_t}1 \leqslant R_t. \tag{6}$$

Dans ces formules on a noté par : X_0 — l'effort de prétension du tirant ; X_1 — l'effort du tirant produit par des charges transversales, d'exploitation (l'effort d'autotension) ; R_1, R_2 et R_0 — les résistances du matériel de la poutre dans la phase d'exploitation, respectivement de prétension; R_t — la résistance du matériel du tirant.

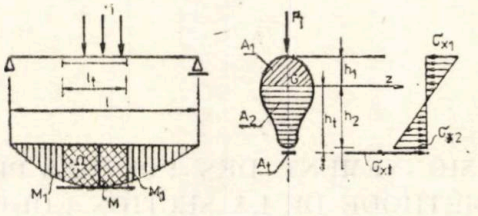


Fig. 1

Un calcul semiprobabilistique doit prendre en considération des coefficients de chargement différents pour l'effort de prétension du tirant à savoir: $n_1 > 1$ pour la phase de prétension et $n_2 < 1$ pour la phase d'exploitation. Par conséquent, les conditions (4)...(6) deviennent :

$$(4') \quad \begin{cases} \sigma_{x_1} = \left| -\dfrac{n_2X_0+X_1}{A} - \dfrac{M-(n_2X_0+X_1)h_t}{W_{z_1}} \right| \leqslant |R_1|, \\ \sigma_{x_2} = -\dfrac{n_2X_0+X_1}{A} + \dfrac{M-(n_2X_0+X_1)h_t}{W_{z_2}} \leqslant R_2, \end{cases}$$

$$(5') \quad \sigma_{x_{20}} = \left| -\frac{n_1X_0}{A} - \frac{n_1X_0h_t}{W_{z_2}} \right| \leqslant |R_0|, \qquad (6') \quad \sigma_{xt} = -\frac{n_1X_0+X_1}{A_t} \leqslant R_t.$$

Dans ce stade le problème se réduit à examiner comment doit on modifier la méthode de la section équivalente, tenant compte des nouvelles conditions (4')...(6'). Cette question est examinée ci-dessous.

On admet les hypothèses suivantes : a) la poutre est droite et sa section est constante tout au long de la portée: b) le tirant de précontrainte est disposé paralèllement à l'axe longitudinal de la poutre ; c) les forces d'exploitation sont normales sur la poutre et situées dans un plan principal d'inertie de la section transversale ; d) le matériel de la poutre et du tirant respectent les hypothèses du calcul linéaire—élastique.

2. Établissement des relations de calcul

En notant par :

$$(7) \qquad X = n_2X_0 + X_1$$

— l'effort du tirant dans la phase d'exploitation et par

$$(8) \qquad X' = n_1X_0 + X_1$$

— l'effort de dimensionnement du tirant on peut écrire les conditions (4')....(6') sous la forme :

$$(9) \quad \sigma_{x_1} = \left| -\frac{X}{A} - \frac{M-Xh_t}{W_{z_1}} \right| \leqslant |R_1|, \qquad \sigma_{x_2} = -\frac{X}{A} + \frac{M-Xh_t}{W_{z_2}} \leqslant R_2,$$

(10) $$\sigma_{x_{20}} = \left| -\frac{X_0}{A} - \frac{X_0 h_t}{W_{z_2}} \right| \leqslant |R_0'|,$$ (11) $$\sigma_{xt} = \frac{X'}{A_t} \leqslant R_t,$$

(12) $$R_0' = \frac{R_0}{n_1},$$

qui sont similaires aux relations (4)...(6) avec la seule différence que le tirant doit être dimensionné à l'effort X', plus grand que X résulté de la section équivalente. Par conséquent, la méthode de la section équivalente est appliquée selon la procédure connue, en tenant compte de l'observation mentionnée ci-dessus. Dans ce but il est nécessaire à évaluer l'effort X' par rapport à X et on définit le rapport :

(13) $$c_x = \frac{X'}{X}.$$

L'effort X', dans le problème de dimensionnement, est :

(14) $$X' = A_t R_t = \alpha A_t R_2 = A_{te} R_2,$$

ou A_{te} est l'aire équivalente du tirant :

(15) $$A_{te} = \alpha A_t,$$ (16) $$\alpha = \frac{R_t}{R_2}.$$

L'effort X (rel. (7)) dépend de l'effort d'autotension X_1 qui, pour les poutres statiquement déterminées extérieures, est donné par la relation :

(17) $$X_1 = \frac{\Omega h_t}{l_t(h_t^2 + I/A + \gamma)},$$

où Ω représente l'aire du diagramme du moment fléchissant dans la région afférente au tirant (le diagramme étant tracé pour la poutre sans tirant) et

(18) $$\gamma = \frac{EI}{E_t A_t},$$

avec EI — la rigidité à la flexion de la section de la poutre ; $E_t A_t$ — la rigidité du tirant.

On peut évaluer Ω si l'on connaît la loi de distribution des charges transversales. Nous considérons ci-dessous deux exemples à savoir :

a) *Poutre chargée à une force uniforme, distribuée.* Dans ce cas :

(19) $$\Omega_a = M_1 l_t + \frac{2}{3}(M - M_1) l_t = \frac{l_t}{3}(2M + M_1).$$

b) *Poutre chargeé à une force concentrée, appliquée au milieu de la travée,* qui conduit à

(19') $$\Omega_b = M_1 l_t + \frac{1}{2}(M - M_1) l_t = \frac{l_t}{2}(M + M_1).$$

Mais, dans tout les deux cas

$$M = RW_{ze} \quad \text{et (20')} \quad M_1 = RW_{z_2}, \tag{20}$$

où W_{ze} répresente le module de résistance de la section équivalente ; W_{z_2} — le module de résistance de la section précontrainte , par rapport à la fibre extrème tendue ; R — la résistance du matériel de la poutre (on a considéré $R_1 = R_2 = R$).

En introduisant (20), (20') dans (19), (19') et ensuite dans (17), on obtient:

$$X_{1a} = \frac{h_t R}{h_t^2 + I/A + \gamma} \cdot \frac{2W_{ze} + W_{z_2}}{3} \tag{21}$$

pour le cas a) de chargement ;

$$X_{1b} = \frac{h_t R}{h_t^2 + I/A + \gamma} \cdot \frac{W_{ze} + W_{z_2}}{2} \tag{21'}$$

pour le cas b) de chargement.

On peut écrire les relations (20), (20') sous la forme unifiée :

$$X_1 = \frac{h_t R}{h_t^2 + I/A + \gamma} \overline{W}_z, \tag{22}$$

où $\overline{W}_z$ est le module de résistance transformé, qui correspond à un certain cas de chargement, égale à : $\frac{2W_{ze} + W_{z_2}}{3}$ pour le cas a), $\frac{W_{ze} + W_{z_2}}{2}$ pour le cas b).

Compte tenu des relations (14), (7) et puis de (8), (22) le coefficient c_x (rel. (13)), devient :

$$c_x = \frac{A_{te} R}{n_2 X_0 + X_1} = \frac{A_{te} R}{n_2 \dfrac{X' - X_1}{n_1} + X_1} = \frac{n_1 A_{te}}{n_2 A_{te} + (n_1 - n_2) \dfrac{h_t}{h_t^2 + I/A + \gamma} \overline{W}_z}. \tag{23}$$

3. Discussion concernant le coefficient c_x

De la relation (23) il résulte que le coefficient c_x dépend des facteurs n_1, n_2, de l'aire et du module de résistance de la section équivalente, des caractéristiques géometriques de la section précontrainte (A, I, W_{z_2}), des qualités des matériaux de la poutre et du tirant (γ) et de la position du tirant par rapport à l'axe de la poutre. Pour évaluer tous ces paramètres il est nécessaire de connaître la forme de la section précontrainte.

Dans ce qui suit on va examiner la manière dont ce nouveau paramètre modifie le coefficient c_x.

D'habitude, les poutres ont la section en double T ou d'une forme qui peut être assimilée à ce profil. Pour la discussion proposée nous considérons deux profils I, II (Fig. 2) qui diffèrent entre eux par le coefficient de souplesse de l'âme.

Tableau 1

$$\alpha \frac{E}{E_i} = 7{,}55$$

Profile		$\frac{A_{i\ell}}{A_{2\ell}}$	A_i	A_1	A_2	A	$A_{i\ell}$	h_i	I	W_{z^2}	γ	$\frac{I}{A}+\gamma$	Cas a)		Cas b)	
			t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	t	t^4	t^2	t^2	t^2	$\overline{W}_z$	c_x	$\overline{W}_z$	c_x
I	Sect. équiv.	0	100	50	50	200	—	—	333 333	6 666						
	Sections précontraintes	0,5	100	50	25	175	25	57,14	261 904	4 583	79 095	80 592	5 972	1,1795	5 624	1,1819
		0,6	100	50	20	170	30	58,82	245 098	4 167	61 683	63 125	5 833	1,1773	5 416	1,1804
		0,8	100	50	10	160	40	62,50	208 333	3 333	39 323	40 625	5 555	1,1715	5 000	1,1763
		1,0	100	50	0	150	50	66,66	166 666	2 500	25 166	26 277	5 277	1,1630	4 583	1,1705
II	Sect. équiv.	0	150	75	75	300	—	—	1 125 000	15 000						
	Sections précontraintes	0,5	150	75	37,5	262,5	37,5	85,71	883 922	10 310	177 963	181 330	13 437	1,1795	12 656	1,1819
		0,6	150	75	30	255	45	88,23	827 206	9 375	138 787	142 031	13 125	1,1773	12 187	1,1804
		0,8	150	75	15	240	60	93,75	703 125	7 500	88 476	91 405	12 500	1,1715	11 250	1,1763
		1,0	150	75	0	225	75	100,00	562 500	6 625	56 625	59 125	11 875	1,1630	10 312	1,1705

Tableau 2

$$\alpha \frac{E}{E_t} = 6{,}25$$

$\frac{A_{te}}{A_{2e}}$	A_t t²	A t²	A_{te} t²	I t⁴	γ t²	$\frac{I}{A}+\gamma$ t²	c_x	
							cas a)	cas b)
0,5	100	175	25	261 904	65 475	66 972	1,1716	1,1744
0,6	100	170	30	245 098	51 062	52 504	1,1687	1,1727
0,8	100	160	40	208 333	32 552	33 854	1,1628	1,1685
1,0	100	150	50	166 666	20 833	21 944	1,1538	1,1624

Tableau 3

$$\alpha \frac{E}{E_t} = 7{,}55$$

$\frac{A_{te}}{A_{2e}}$	A_t t²	A t²	A_{te} t²	h_t t	$\frac{I}{A}+\gamma$ t²	c_x $n_1=1{,}1$; $n_2=1{,}0$;		c_x $n_1=1{,}0$; $n_2=0{,}9$	
						cas a)	cas b)	cas a)	cas b)
0,5	100	175	25	57,14	80 592	1,0824	1,0834	1,0914	1,0925
0,6	100	170	30	58,82	63 125	1,0813	1,0827	1,0901	1,0918
0,8	100	160	40	62,50	40 625	1,0789	1,0810	1,0875	1,0899
1,0	100	150	50	66,66	26 277	1,0754	1,0785	1,0835	1,0871

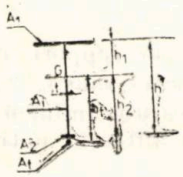


Fig. 4

type I : $\frac{h}{t}=100$

type II : $\frac{h}{t}=150$

On suppose que le tirant de précontrainte est fixé sur la face de la poutre et on admet l'hypothèse

$$h_t=h,$$

(la section étant avec les parois minces).

Tout d'abord il faut établir la section équivalente. Celle-ci résulte en employant la condition de forme optimum. Comme on le sait [3], si les résistances de la poutre à la traction et à la compression sont égales, le profil optimum a une demi-aire disposée dans l'âme et un quart d'elle dans chaque semelle. Ainsi, pour le type I, par exemple, $A_i=100\ t^2$, $A_1-A_{ze}=100\ t^2/2=50\ t^2$. En réduisant l'aire de la semelle tendue équivalente, A_{ze}, avec 0,5 ; 0,6 ; 0,8 ; 1,00, on obtient les quatres variantes de section précontraintes et les tirants respectifs. Le rapport A_{te}/A_{2e} représente le degré de précontrainte de chaque section. Les caractéristiques géometriques de ces variantes de sections, pour les deux types de profils considérés sont présentées dans le Tableau 1. Les autres facteurs qui interviennent dans la relation (23) ont été considérés les mêmes pour les deux profils :

$n_1=1{,}1$, $n_2=0{,}9$; $E_t=1{,}8.10^6$ daN/cm², $E=2{,}1.10^6$ daN/cm² ;
$R_t=13\,600$ daN/cm², $R=2\,100$ daN/cm², $\alpha=6{,}4762$, $\gamma=7{,}75\ I/A_{te}$.

Les valeurs c_x obtenues pour ces deux cas considérés sont présentées dans les dernières colonnes du Tableau 1. On peut constater qu'elles sont les mêmes pour les deux profils. Il en résulte ainsi la première conclusion à savoir que les facteurs c_x ne dépendent pas du type de profil.

C'est important d'étudier la mesure dans laquelle les autres paramètres mentionés ci-dessus modifient les facteurs c_x.

3.1. L'influence de la qualité des matériaux de la poutre et du tirant

Le rapport $\alpha E/E_t$ est d'autant plus grand que la résistance du tirant est plus grande et son module d'élasticité est plus réduit par rapport à ceux du matériel de la poutre. On peut considérer comme une limite supérieure de ce rapport, pour les construction métalliques, le cas dans lequel on a $R_t=13\,600$ daN/cm², $E_t=1{,}8.10^6$ daN/cm² et $R=2\,100$ daN/cm², $E=2{,}1.10^6$ daN/cm². Il résulte $\alpha=E/E_t=7{,}55$; les valeurs c_x sont présentées dans le Tableau 1. Une limite inférieure du même rapport correspond aux tirants réalisés en acier à une résistance plus réduite et un module d'élasticité plus grand, par exemple ceux qui ont $R_t=12\,500$ daN/cm² et $E_t=2.10^6$ daN/cm², pour lesquels $\alpha=E/E_t=6{,}25$; les valeurs c_x respectives sont données dans le Tableau 2.

3.2. L'influence des facteurs de chargement n_1 et n_2

Dans le Tableau 3 sont donnés les coefficients c_x pour les deux cas suivants:

$$n_1=1{,}1,\ n_2=1{,}0\ ;\ n_1=1{,}0,\ n_2=0{,}9.$$

4. Conclusions

a) Les valeurs du coefficient de correction c_x varient par rapport au degré de précontrainte de la section entre des limites assez réduites, sous 1,5%.

b) L'allure du diagramme du moment fléchissant a aussi une influence négligeable ; les valeurs résultées pour les deux cas examinés diffèrent entre elles avec moins de 0,7%.

c) La qualité des matériaux de la poutre et du tirant modifient le coefficient c_x entre des limites insignifiantes ; les valeurs du Tableau 1 diffèrent de celles du Tableau 2 avec maximum 0,8%.

Par conséquent, pour les poutres métalliques précontraintes par des tirants à haute résistance, emplacés sur la face de la poutre, le coefficient de correction c_x est pratiquement situé entre 1,16...1,18 ; pour le degré de précontrainte $A_{te}/A_{2e} = 0{,}8$, le plus fréquemment employé dans la pratique, on peut considérer avec une suffisante precision, $c_x = 1{,}17$.

Reçue de 17 mai 1988

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Mécanique des Constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Precupanu D., *Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic.* Rev. Construcții, *9* (1973).
2. Precupanu D., *Dimensionnement des poutres métalliques hyperstatiques à une seule travée, précontraintes par des tirants à haute résistance.* Ann. de l'I.T.B.T.P., *429* (1984).
3. Precupanu D., *La forme optimale de la section du profil en double T.* Bul. Inst. polit., Iași, **XIX (XXIII)**, *3—4*, s. VI (1973).

ASUPRA DIMENSIONĂRII GRINZILOR PRETENSIONATE PRIN METODA SECȚIUNII ECHIVALENTE

(Rezumat)

Se examinează problema dimensionării grinzilor pretensionate cu tiranți de înaltă rezistență în cazul cînd factorul de încărcare pentru efortul de autotensionare din tirant este n_1 pentru faza de pretensionare și n_2 pentru faza de exploatare. Metoda secțiunii echivalente — considerată a fi cunoscută [1] — poate fi aplicată și în acest caz, cu observația că tirantul trebuie dimensionat la un efort X' dat de relația $X' = c_x X$, c_x fiind coeficientul de corecție a efortului X rezultat din secțiunea echivalentă. Coeficientul c_x este cuprins între limite destul de restrînse (1,16...1,18); pentru secțiuni pretensionate avînd $A_{te}/A_{2e} = 0{,}8$ se poate considera, cu suficientă precizie, $c_x = 1{,}17$.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 624.04

NONLINEAR SYMMETRICAL MODEL FOR ENERGY LOSS DETERMINATION

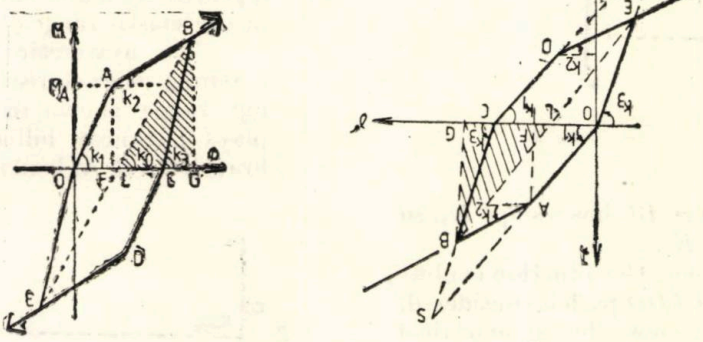
BY

LUCIAN STRAT and M. BUDESCU

1. Introduction

A simple hysteretic bilinear model, symmetrical against the main axis half point of the loop, describing moment — rotation relationship, has been proposed in [1]. This type of model reflected the nonlinear structural behaviour of a large series of constructions dynamically loaded and allows the computation of hysteretic damping. The main parameters of the moment—rotation function adequate in the design of R.C. structures subjected to bending stresses are : a) the rotational ductility factor $\mu=\Phi_G/\Phi_F$ expressing the ratio of the peak rotation to the maximum elastic one in a given specific cycle ; b) the slope ratio of the postelastic straight line to the elastic one in the ascending branch of the loop, $\alpha=K_2/K_1$ (Fig. 1 *a*) ; c) the slope ratio of the straight lines defining the elastic range and the load reversal line, $\beta=K_1/K_3$, also shown in Fig. 1 *a*.

A similar hysteretic loop describing the dependence of the shear force vs. slip deformation is shown in Fig. 1 *b*. In this case the ductility ratio is $\mu=\gamma_G/\gamma_F$ and parameters α and β have the same significance [2].



a *b*

Fig. 1

The energy loss in a given cycle related to the strain work made in the elastic range (defined by the straight line *OA* in Fig. 1 *a*) enabled the quantification of the so called hysteretic damping in terms of the aforementioned three main parameters. However we must emphasize that derived formulas given in [1] and [2] are valid only for soft behaviour, when $K_2<K_1$, pinching effect and strain hardening being not considered.

In what follows, another bilinear model of the „hardening" type featuring mostly the dependence of the shear force to the slip deformation will be

described. Damping ratios derived by means of this hysteretic loop in a given stage of oscillation are computed irrespective the same values of the parameters defining the shape and the amplitude of the loop.

2. Description of Model Main Parameters

In the case of rigid structures, of the shear wall type or dual systems, also in the upper cycles of nonlinear vibrations when severe cracks in reinforced concrete members are developing, shear influence upon the deflecting shape prevails and, consequently, the hysteretic curves are of the „strong" or „hardening" type, as it is shown in Fig. 2.

The functions $T(\gamma)$ and $P(\Delta)$ have a different shape as compared with the hysteretic elasto-plastic behaviour considered in [1]. In this case, the slope of the postelastic straight line is greater than the first branch (elastic one) slope, that is $K_2 > K_1$, following the increase of the stiffness due to strain hardening.

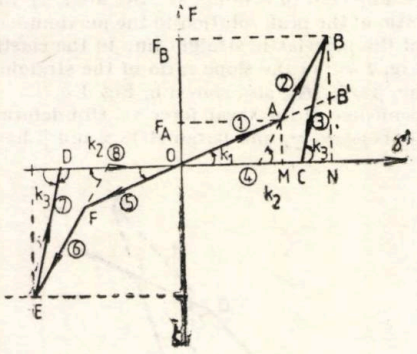


Fig. 2

Fig. 2 presents the symmetrical linearised hardening model with a „pinching" or „narrowing" effect, which is vissible also in upper stages after stiffness degradation. The pinching effect is also obvious in the response of structural subassemblages with rigid joints short columns or provided with shear resisting devices, subjected to repeated dynamic loads, already in the elastic range of behaviour.

The hysteretic model with a strong characteristic or stiffening range shown in Fig. 2 displays a concav bilinear loading branch OAB. At load reversal, the straight line BC has a slope K_3, so that $K_2 < K_3$.

Further, the function evolution on the COD path is considered, taking in view the symmetrical shape against the origin. In the situation seldom arriving when during severe load cycling, the upper branch of the hysteretic loop displays residual force, as it is shown in Fig. 3, the translated zero point O' will be obtained in the negative side of the deflection axis.

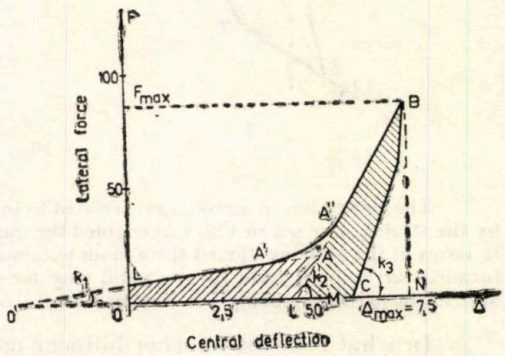


Fig. 3

The work made in one cycle — the area $OB'N$ in Fig. 2—will be computed in the „hard" type of hysteretic behaviour in terms of the parameters K_1, K_2, K_3 and of the ratios of peak slip deflections against break point values, like in the case of the bilinear „weak" type of behaviour reported in [1].

In this way the reference parameters in this case are :

$$\alpha=\frac{K_1}{K_2}, \quad \beta=\frac{K_2}{K_3}, \quad \mu=\frac{\gamma_N}{\gamma_M}. \tag{1}$$

3. Computation of Damping Functions

In what follows, damping functions for a hysteretic behaviour of hardening systems will be computed in terms of the main parameters above mentioned.

The energy dissipation and the strain work in a given cycle will be related to the elastic work $F_A\gamma_M$. The strain work up to load reversal point (supposing a linear relation) with the notations from Fig. 2, is :

$$W_1=\frac{ON.B'N}{2}=\frac{ON^2.K_1}{2}=\frac{\gamma_N^2K_1}{2}. \tag{2}$$

The strain work up to the break point A is :

$$F_A\gamma_M=K_1\gamma_M^2. \tag{3}$$

The energy dissipated in one cycle, according to Fig. 2, is

$$\Delta W=\mathcal{A}_{OABCO}+\mathcal{A}_{OFEDO}=2\mathcal{A}_{OABCO}=2(\mathcal{A}_{OAM}+\mathcal{A}_{ABNM}-\mathcal{A}_{BCN}).$$

Expressing each of the terms composing the area inside the loop, we obtain :

$$\mathcal{A}_{OAM}=\frac{1}{2}K_1\gamma_M^2, \tag{4}$$

$$\mathcal{A}_{ABNM}=\frac{AM+BN}{2}.MN=\frac{1}{2}\left[K_1\gamma_M+K_2\left(\frac{K_1}{K_2}\gamma_M+\gamma_N-\gamma_M\right)\right](\gamma_N-\gamma_M). \tag{5}$$

The straight line LN, expressed in terms of slip deformations and slopes K_1 and K_2, is

$$LN=\frac{K_1\gamma_M}{K_2}+\gamma_N-\gamma_M$$

so that

$$\mathcal{A}_{BCN}=\frac{BN.CN}{2}=\frac{K_2.LN.CN}{2}=\frac{K_2^2}{2K_3^2}\left(\frac{K_1}{K_2}\gamma_M+\gamma_N-\gamma_M\right)^2= \tag{6}$$

$$=\frac{K_1^2}{2K_3}\gamma_M^2+\frac{K_1K_2}{K_3}\gamma_M(\gamma_N-\gamma_M)+\frac{K_2^2}{2K_3}(\gamma_N-\gamma_M)^2.$$

Reporting the strain work W_1 to the reference value $F_A\gamma_M$, we obtain the normalised expression :

$$\frac{W_1}{F_A\gamma_M}=\frac{\gamma_N^2K_1}{2K_1\gamma_M^2}=\frac{\mu^2}{2}. \tag{7}$$

Reporting also the energy dissipated in one cycle to the same reference quantity, we obtain:

$$\frac{\Delta W}{K_1\gamma_M^2}=2\frac{1}{K_1\gamma_M^2}\left\{\frac{K_1\gamma_M^2}{2}+\frac{1}{2}\left[K_1\gamma_M+K_2\left(\frac{K_1}{K_2}\gamma_M+\gamma_N-\gamma_M\right)\right](\gamma_N-\gamma_M)-\right.$$
$$\left.-\frac{K_2^2}{2K_3}\left(\frac{K_1}{K_2}\gamma_M+\gamma_N-\gamma_M\right)^2\right\} \tag{8 a}$$

or, replacing the three parameters previously selected:

$$\frac{\Delta W}{K_1\gamma_M^2}=1+2(\mu-1)+\frac{(\mu-1)^2}{\alpha}-\frac{\beta}{\alpha}(\alpha+\mu-1)^2. \tag{8 b}$$

After transformations, expressions (8) can be also written:

$$\frac{\Delta W}{K_1\gamma_M^2}=1-\alpha\beta+(\mu-1)\left[2+\frac{\mu-1}{\alpha}-\frac{\beta}{\alpha}(\mu-1+2\alpha)\right]. \tag{9}$$

Relationships (8 *b*) and (9) can be calculated for different values of the parameters α, β, μ. The energy dissipation coefficient ψ can be easily found too:

$$\psi=\frac{\Delta W}{W_1}=\frac{2}{\mu^2}\left\{1-\alpha\beta+(\mu-1)\left[2+\frac{\mu-1}{\alpha}-\frac{\beta}{\alpha}(\mu-1+2\alpha)\right]\right\}. \tag{10}$$

An equivalent relationship derived for ψ is:

$$\psi=\frac{\Delta W}{W_1}=\frac{2}{\mu^2}\left\{1-\alpha\beta+\frac{1}{\alpha}(\mu-1)(1-\beta)(2\alpha+\mu-1)\right\}. \tag{11}$$

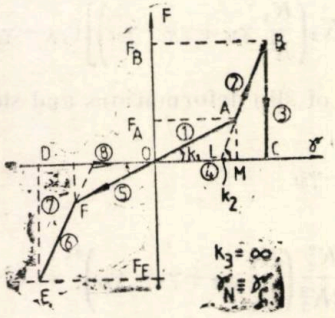


Fig. 4

In the particular case when the unloading undergoes a vertical path, as it is seen in Fig. 4, segment BC is mingled with BN and the stiffness K_3 of the unloading branch becomes ∞, since $\operatorname{tg}\pi/2=\infty$. Therefore the parameter β is equal to zero. In this case relation (11) becomes:

$$\psi=\frac{\Delta W}{W_1}=\frac{2}{\mu^2}\left[1+(\mu-1)\left(2+\frac{\mu-1}{\alpha}\right)\right], \tag{12}$$

where $\mu=\gamma_C/\gamma_M$ since points C and N come together.

4. Parametric Analysis of Damping Functions

The parameters defining the damping function in this type of model are supposed to be within following limit values:

$$0.1<\alpha<1.0\,; \qquad 0<\beta<0.9\,; \qquad 1<\mu<10.$$

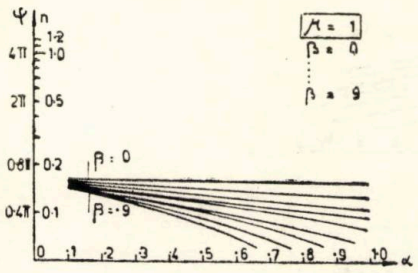


Fig. 5

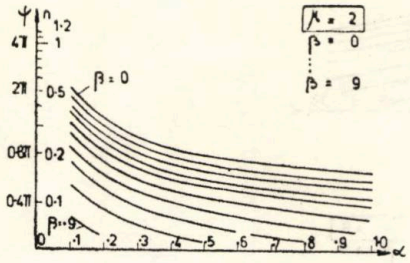


Fig. 6

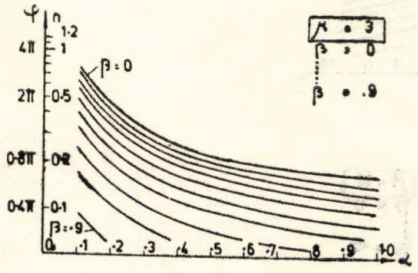


Fig. 7

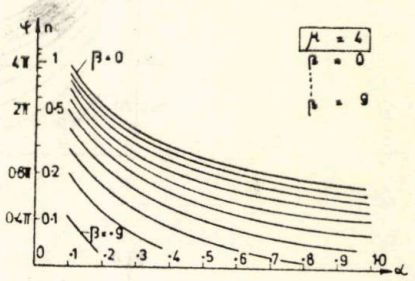


Fig. 8

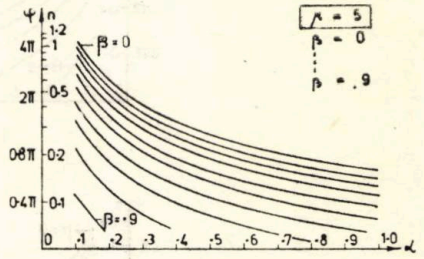


Fig. 9

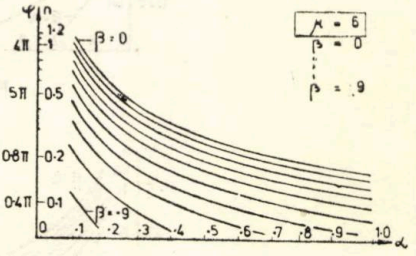


Fig. 10

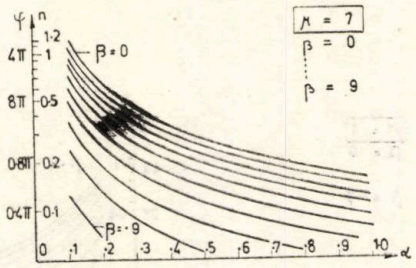


Fig. 11

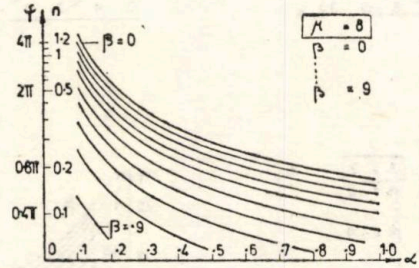


Fig. 12

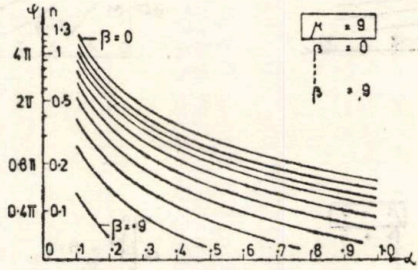


Fig. 13

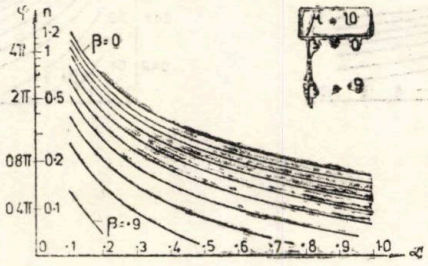


Fig. 14

The parametric analysis of the damping can be made by means of the damping ratio $n=c/c_{cr}$, where c_{cr} is the critical damping coefficient. In an attempt to correlate n with ψ we can take :

$$n=\frac{1}{4\pi}\cdot\frac{\Delta W}{W_1}=\frac{\varphi}{4\pi}\,. \tag{13}$$

In this case relationships (10) and (11) can be written as

$$n=\frac{1}{2\pi\mu^2}\left[1-\alpha\beta+\frac{1}{\alpha}(\mu-1)(1-\beta)(2\alpha+\mu-1)\right], \tag{14}$$

or

$$n=\frac{1}{2\pi\mu^2}\left\{1-\alpha\beta+(\mu-1)\left[2+\frac{\mu-1}{\alpha}-\frac{\beta}{\alpha}(\mu-1+2\alpha)\right]\right\}. \tag{15}$$

Depending on the shape of the hysteretic loop describing the damping vs. slip deformation, we have plotted these functions for different values of ductility factor μ in the range 1...10 as it is shown in Figs. 5... 14. These curves are displayed by means of a computer program in BASIC and have been plotted in terms of parameter α for different values of parameter β.

Every graphic refers to a given ductility factor $\mu=\gamma_N/\gamma_M$; every curve is drawn for a certain stiffness ratio $\beta=K_2/K_3$ in the range 0...0.9. Damping functions are plotted vs. stiffness ratio $\alpha=K_1/K_2$ from 0.1 to 1.0 that is $\varphi=f(\alpha)$ for different β.

Since in a normal representation some data have been to close, we have resorted to a logarithmic scale for the vertical axis, thus obtaining distinct damping curves.

5. Conclusive Remarks

Some conclusive remarks can be drawn examining the obtained curves plotted in Figs. 5...14 enabling a three parameter analysis :

1. For $\beta=0$ and $\mu=1$, that means in the case of a load reversal normal to the slip axis, as in Fig. 4, the loss energy coefficient ψ is independent w.r.t. α. For other μ values, the dissipation coefficient has greater values than for $\beta>0$.

For $\beta=0$ and $\mu=1$ we have $\psi=2$ or $n=1/2\pi=0.159$. We find again the maximum value of the so-called equivalent viscous friction derived by D. E. Hudson in the case of maintaining the stiffness constant for small nonlinearities.

2. Only for the case $\mu=1$ the curves displaying damping variation are concave downwards and converge to a limit value $1/2\pi$. For $\mu>1$ (other values of μ), the curves are concave upwards.

3. The dissipation coefficient is decreasing together with α increase (Figs. 5...14).

4. The dissipation coefficient is decreasing as parameter β increases. For a given α value, the damping has smaller values as β is increasing.

5. In the range $1<\mu<4$, the damping ratio for $\alpha=0.1$ is less than 1.0, whereas in the range $5<\mu<10$ its value is greater than 1.0, not exceeding 1.3 for $\alpha=0.1$.

In this way the plotted curves yielding damping values for a wide range of structural behaviour can be used in structural dynamic analysis when a hard-type configuration of the hysteresis is present.

Received, March 12, 1990

Polytechnic Institut, Jassy,
Department of Structural Mechanics

REFERENCES

1. Strat L., Budescu M., Olaru D., *A Simple Bilinear Hysteretic Model Featuring Postelastic Structural Behaviour*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXXIII (XXXVII)**, *1—4*, s.V (1987).
2. Strat L., *Associated Linear Systems with Equivalent Damping*. Bul. Inst., polit., Iași, **XXV (XXIX)**, *1—2*, s.V (1979).

MODEL NELINIAR SIMETRIC PENTRU DETERMINAREA DISIPĂRILOR DE ENERGIE

(Rezumat)

Se prezintă un model biliniar histeretic simetrizat cu consolidare și efect „pinching" caracterizînd forță—deformație la un sistem neliniar. În funcție de trei parametri principali ai comportării ciclice se efectuează calculul disipărilor de energie care au loc într-un anumit stadiu de solicitare. S-au trasat curbele de proiectare pentru calculul procentului din amortizarea critică, obținute automat la un microcalculator cu plotter.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 624.07 ; 624.1

LA FLEXION DES PLAQUES ÉPAISSES DEMITÉLIPTIQUES APPUYÉES CONTRE UN MILIEU ÉLASTIQUE PASTERNAK

PAR

OLIMPIA MANOLE

1. Généralités

L'introduction dans le calcul des facteurs qui caractérisent la construction d'une part et le terrain d'autre part ainsi que leur interdépendance, influencent la réaction des constructions sur un milieu élastique et constitue une condition nécessaire pour obtenir des solutions rentables. On peut appliquer ce procédé surtout au calcul des constructions d'une grande surface d'appui telles que les constructions hydrotechniques, les radiaires des constructions industrielles, aussi bien que les hautes constructions spéciales, les pistes d'aterrissage et certaines parties constitutives des centrales atomiques.

2. Le modèle mathématique du terrain de la fondation

La recherche de l'état des tensions et des déformations d'une structure exige la détermination des forces réactives, en prenant en considération la collaboration entre l'élément et le milieu d'appui, ce qui s'exprime par le contact ininterrompu entre l'élément et le milieu.

Le problème est basé sur l'introduction de la réponse du terrain de la fondation dans l'équation différentielle de la poutre, de la plaque ou de la membrane.

La détermination de l'état des déformations et des efforts en fonction de tous les caractéristiques physiques et mécaniques de la terre est difficile. Pour une représentation rigoureuse de la réaction de la terre, le nombre des paramètres insérés dans le modèle du terrain tend vers l'infini.

Parce qu'en pratique ce qui intéresse c'est la réaction du milieu d'appui sur l'aire de contact, on restreint le problème au celui de trouver des expressions mathématiques simples capables à décrire la réaction du terrain de fondation le plus exactement possible.

2.1. Le modèle Winkler

L'expression mathématique de la corrélation entre la pression (p) exercée sur un point de la surface du milieu d'appui et son tassement (w) acquiert la forme :

$$p(x, y)=kw(x, y). \tag{1}$$

Le facteur de proportionnalité (k), appelé module de réaction du sol, module d' élasticité de la fondation, coefficient d'élasticité ou coefficient de rigidité, a les dimensions du poids spécifique [N/m^3] et caractérise le milieu d'appui.

Du point de vue mécanique le modèle Winkler considère que la fondation est formée par des ressorts rapprochés entre eux, parfaitement élastiques, appuyés contre un support rigide qui agissent indépendamment sous l'action des charges extérieures (Fig. 1).

Le modèle Winkler présente les suivants inconvénients : a) les déplacements se manifestent et sont constants uniquement sur l'aire chargée si la fondation subit une charge uniforme ou en cas d'éléments de construction de rigidité infinie; b) le coefficient de rigidité ne représente pas une caractéristique du terrain ; c) le modèle ne tient pas compte des dimensions et de la forme de l'aire chargée ; d) les déplacements sont nuls en dehors de la région de contact, en négligeant les possibilités de répartition du massif de terre ; e) on ne peut pas prendre en considération l'effet des surcharges latérales.

Le coefficient de rigidité dépend du système et de l'intensité des charges, de la forme et des dimensions de la surface d'appui, des proprietés et de la nature du terrain, de l'épaisseur de la couche compressible. Ce coefficient n'est pas une caractéristique de terrain, mais il caractérise l'ensemble élément — milieu d'appui.

Le modèle Winkler présente certains avantages qui lui assurent encore une large utilisation à savoir : la simplicité et la clarté, l'exactitude des paramètres de calcul caractérisant la propriété de déformation du terrain ; l'influence insignifiante de l'inexactitude du module de réaction du sol sur les résultats finals.

2.2. Le modèle Pasternak (à deux modules de réaction du sol)

Pasternak suppose l'existence de certaines relations de cisaillement entre les ressorts du modèle Winkler réalisées par la connexion des bouts à une poutre formée d'éléments verticaux incompressibles déformés seulement par cisaillement transversal (Fig. 2).

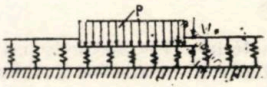


Fig. 1. — Modèle Winkler — représentation physique.

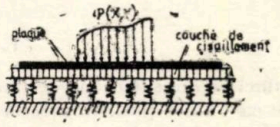


Fig. 2. — Modèle Pasternak — représentation physique.

On peut établir la relation charge — tassement à partir de l'équilibre suivant la verticale d'un élément de la „couche de cisaillement". Dans l'hypothèse du milieu d'appui homogène et isotrope dans le plan xOy on sait que :

$$\tau_{xz}=G_x\gamma_{xz}=G\frac{\partial w}{\partial x}, \qquad \tau_{yz}=G_y\gamma_{yz}=G\frac{\partial w}{\partial y}, \tag{2}$$

et $G_x=G_y=G$.

Les forces de cissaillement sur l'unité de longueur de la „couche de cisaillement " sont (Fig. 3) :

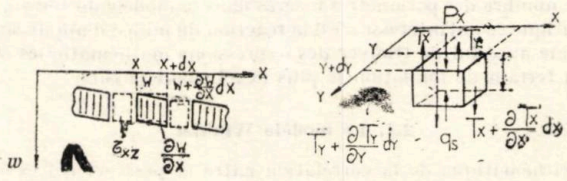


Fig. 3. — Modèle Pasternak — la déformation de la „couche de cisaillement.

$$T_x=\int_0^1 \tau_{xz}\,dz=G\frac{\partial w}{\partial x}, \qquad T_y=\int_0^1 \tau_{yz}\,dz=G\frac{\partial w}{\partial y}. \tag{3}$$

La condition d'équilibre pour cet élément unitaire sera :

$$\frac{\partial T_x}{\partial x}+\frac{\partial T_y}{\partial y}+p-q=0. \tag{4}$$

En substituant (3) dans (4) et en considérant $q=kw$, on obtient :

$$p=kw-G\Delta\Delta w. \tag{5}$$

3. La flexion des plaques épaisses sur la fondation à deux modules de réaction du sol

.On considère une plaque élastique plane, d'épaisseur constante, h, dont le plan médian coïncide, en état sans déformations, avec le plan Oxy du repère triorthogonal cartésien $Oxyz$ où est étudiée la déformation de la plaque. Soit $\mathcal{D}$ le domaine de la section médiane. Les faces de la plaque sont les plans $z=\pm h/2$ et sont limitées par la frontière $\mathcal{C}$ de $\mathcal{D}$ (Fig. 4). La plaque est chargée sur la face $z=-h/2$ d'une charge normale $p(x, y)$ et elle est appuyée contre une fondation caractérisée par deux modules de réaction du sol (c_1, c_2).

3.1. Hypothèses sur les déplacements et les tensions

La flexion de la plaque sera étudiée tenant compte de l'influence de la déformation par cisaillement et par l'effort normal σ_z.

3.2. Déplacements

Afin d'établir le tenseur des déformations on définit les expressions suivantes pour les déplacements produits à la suite des déformations :

$$u=z\varphi(x, y),\quad v=z\psi(x, y),\quad w=w(x, y), \tag{6}$$

où $\varphi(x, y)$ et $\psi(x, y)$ représentent les rotations complètes selon les directions x, y grâce à la flexion de la plaque de type K i r c h h o f f et à la contribution du cisaillement.

3.3. Les équations différentielles de la flexion

En utilisant l'expression du tenseur des efforts, la loi de H o o k e, les relations C a u c h y entre les déformations et les déplacements et en tenant compte des conditions des faces de la plaque, on établit les équations différentielles de la flexion de la plaque appuyée contre le milieu élastique à deux modules de réaction du sol :

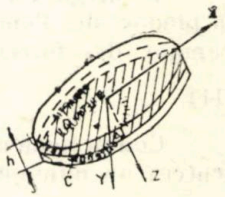


Fig. 4. — Les éléments géometriques d'une grosse plaque.

$$\begin{cases} (K+c_2)\Delta w-c_1 w+K\theta=-p, \dfrac{D}{2}\left[(1-\nu)\Delta\varphi+\dfrac{\partial\theta}{\partial x}-\nu\dfrac{\partial}{\partial x}\Delta w\right]-K\left(\varphi+\dfrac{\partial w}{\partial x}\right)=0, \\ \dfrac{D}{2}\left[(1-\nu)\Delta\psi+\dfrac{\partial\theta}{\partial y}-\nu\dfrac{\partial}{\partial y}\Delta w\right]-K\left(\psi+\dfrac{\partial w}{\partial y}\right)=0, \end{cases} \tag{7}$$

où l'on a noté par :

$$K=Gh,\quad \theta=\frac{\partial\varphi}{\partial x}+\frac{\partial\psi}{\partial y},\quad \nu-\text{coefficient de P o i s s o n},\quad D=\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

— la rigidité à la flexion de la plaque.

3.4. L'équation différentielle de la surface médiane déformée

Cette équation est obtenue du système (7) par l'élimination de φ et de ψ des deux dernières équations, en résultant :

$$[D(2-\nu)\Delta-2K]\theta=(\nu D\Delta\Delta+2K\Delta)w. \tag{8}$$

On élimine θ entre l'équation (8) et la première équation de (7) et on obtient :

$$D\Delta\Delta w = \left(1 - D\frac{2-\nu}{2K}\Delta\right)(p-q), \tag{9}$$

qui représente l'équation de la surface médiane déformée de la plaque pour laquelle on tient compte de l'influence du cisaillement et de l'effort transversal normal σ_z.

Si on remplace $q(x, y)$ par l'expression (5) on obtient :

$$D[2K+(2-\nu)c_2]\Delta\Delta w - [2Kc_2 + D(2-\nu)c_1]\Delta w + 2Kc_1 w = \\ = [2K - D(2-\nu)\Delta]p. \tag{10}$$

Le terme additionnel du membre droit de l'équation (9) exprime l'effet de la force de cisaillement et de l'effort σ_z.

4. L'application du principe variationnel à la résolution du problème des plaques demi-elliptiques

On sait que l'énergie totale d'un système est minimum en état d'équilibre stable. En appliquant ce principe à l'étude de la flexion des plaques il résulte que la variation de l'énergie de déformation des plaques est égale au travail mécanique effectué par les forces extérieures pendant la déformation virtuelle.

L'énergie totale du système est constituée de l'énergie de déformation de la plaque, de l'énergie de déformation du milieu d'appui et du travail mécanique des forces extérieures :

$$\Pi = E_{\text{déf. pl.}} + E_{\text{déf. mil.}} - L_{\text{forces ext.}} \tag{11}$$

Conformément au principe variationnel de L a g r a n g e elle présentera un minimum en état d'équilibre :

$$\delta\Pi = 0. \tag{12}$$

5. Une méthode générale d'application du principe variationnel à la solution du problème des plaques quelconques

Quant aux plaques qui présentent des formes et des conditions à la limite arbitraires, on propose le choix des paramètres qui caractérisent la flexion comme des séries de puissance de x et y à savoir :

$$w(x, y) = \sum_{m=0}^{\infty}\sum_{n=0}^{\infty} A_{mn} S_{mn}(x, y), \quad \varphi(x, y) = \sum_{m=0}^{\infty}\sum_{n=0}^{\infty} B_{mn}\frac{\partial}{\partial x} S_{mn}(x, y), \\ \psi(x, y) = \sum_{m=0}^{\infty}\sum_{n=0}^{\infty} C_{mn}\frac{\partial}{\partial y} S_{mn}(x, y), \tag{13}$$

où :

$$S_{mn}(x, y) = x^m y^n F(x, y)$$

et $F(x, y)$ est une fonction définie de sorte à satisfaire les conditions à la limite géométriques. Le choix de celle-ci exerce une influence sur l'exactitude de la solution. On propose l'expression :

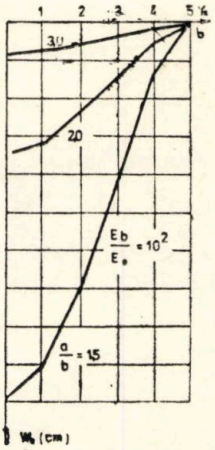


Fig. 6. — Variation des flèches.

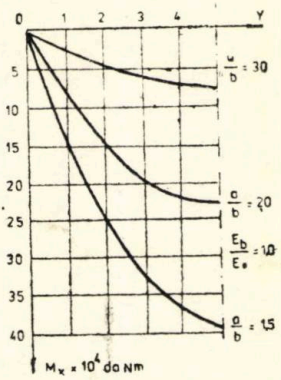


Fig. 7. — Variation des moments de flexion.

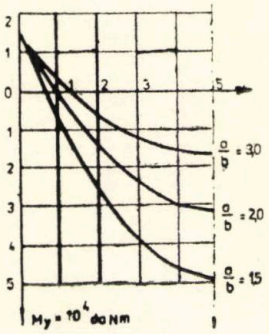
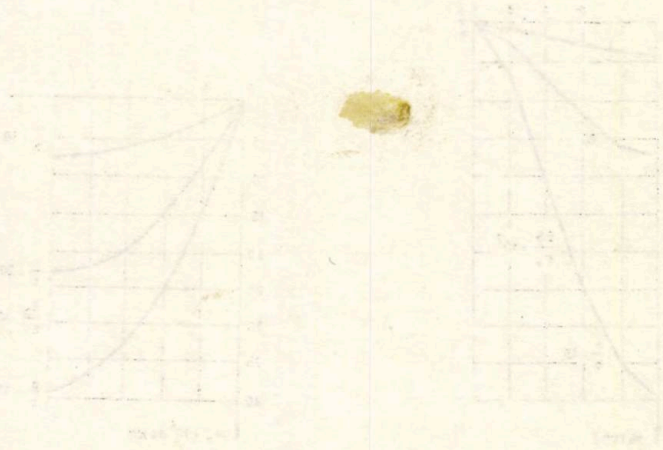


Fig. 8. — Variation des moments de flexion.



$$F(x, y) = \prod_{i=1}^{n} [g_i(x, y)]^{p_i}. \tag{14}$$

où :

$$p_i = \begin{cases} 2 \text{ pour le côté encastré ,} \\ 1 \text{ pour le côté simple appuyé,} \\ 0 \text{ pour le côté libre ;} \end{cases}$$

$g_i(x, y)=0$ représente l'équation d'un côté.

L'énergie totale est obtenue comme une forme quadratique des coefficients inconnus A_{mn}, B_{mn}, C_{mn} de telle sorte que la condition (12) devienne un système d'équations linéaires de degré infini :

$$\frac{\partial \Pi}{\partial A_{mn}} = \frac{\partial U}{\partial A_{mn}} - \frac{\partial L}{\partial A_{mn}} = 0, \qquad \frac{\partial \Pi}{\partial B_{mn}} = \frac{\partial U}{\partial B_{mn}} - \frac{\partial L}{\partial B_{mn}} = 0, \tag{15}$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial C_{mn}} = \frac{\partial U}{\partial C_{mn}} - \frac{\partial L}{\partial C_{mn}} = 0.$$

6. La plaque épaisse demi-elliptique encastrée suivant le contour courbe libre sur le demi-axe appuyé contre un milieu élastique

On considère une plaque demi-elliptique (Fig. 5) de demi-axes a, b et d'épaisseur h, appuyée contre un milieu élastique P a s t e r n a k. La plaque subit l'action d'une charge verticale $p(x, y)$ sur toute sa surface. La fonction du contour acquiert la forme suivante.

$$F(x, y) = \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right)^2 \tag{16}$$

et

$$S_{mn}(x, y) = x^m y^n \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right)^2. \tag{17}$$

La solution est obtenue si on considère le premier terme de la fonction (17). Les coefficients A_{mn}, B_{mn}, C_{mn} sont déterminés à l'aide du système d'équations linéaires :

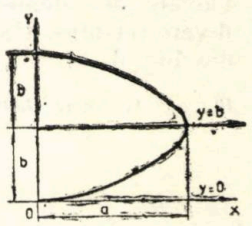


Fig. 5. — Plaque demi-elliptique.

$$\begin{bmatrix} R_1 & b^2 R_2 & a^2 R_3 \\ R_2 & R_4 & a^2 R_5 \\ R_3 & b^2 R_5 & R_6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_0 \\ B_0 \\ C_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{Bmatrix}. \tag{18}$$

On peut établir les déplacements et les sollicitations se basant sur les relations :

$$w = \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right)^2 A_0, \quad \varphi = \frac{4x}{a^2}\left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right) B_0,$$

$$\psi = \frac{4(y-b)}{b^2}\left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right) C_0, \tag{19}$$

$$M_x = \frac{2D}{a^2b^2}\left\{[(2-\nu)B_0 - \nu A_0]b^2\left(\frac{3x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right) + \right.$$

$$\left. + \nu(C_0 - A_0)a^2\left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{3y^2}{b^2} - \frac{6y}{b} + 2\right)\right\},$$

$$M_y = \frac{2D}{a^2b^2}\left\{\nu(B_0 - A_0)b^2\left(\frac{3x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right) + [(2-\nu)C_0 - \right.$$

(19)

$$\left. - \nu A_0]a^2\left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{3y^2}{b^2} - \frac{6y}{b} + 2\right)\right\}, \qquad M_{xy} = \frac{4D}{a^2b^2}(1-\nu)x(y-b)(B_0 + C_0),$$

$$Q_x = \frac{24D(1-\nu)}{b^2h^2}(y-b)\left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right)(A_0 + C_0),$$

$$Q_y = \frac{24D(1-\nu)}{a^2h^2}x\left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{2y}{b}\right)(A_0 + B_0).$$

7. Les résultats de l'analyse numérique

L'analyse de l'état des efforts et des tensions a été effectuée pour la solution qui contient seulement un terme dans la série, étant donné que l'augmentation du nombre de termes n'influence pas de manière significative les valeurs des paramètres en étude, mais elle mène à des complications de calcul. L'étude effectuée a concerné la plaque demi-elliptique à de différentes valeurs des demi-axes ($a/b = 1{,}5...3{,}0$) dans les conditions d'appui contre divers terrains. Une part de ces résultats est présentée dans les diagrammes des Fig. 6...8.

Reçue le 17 janvier 1990

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions Hydrotechniques

BIBLIOGRAPHIE

1. Huang T. C., *Application of Variational Method to the Vibration of Plates Including Rotatory Inertia and Shear.* Proc. of the Midwestern Mech. Conf., Sept. 6—8, 1961, Michigan State Univ.
2. Manole O., *Plăci pe mediu elastic.* Thèse de doctorat, Inst. Polyt., Cluj-Napoca, 1989.
3. Svec J. O., *Thick Plates on Elastic Foundation by Finite Elements.* Journ. Eng., Mech. Div., **EM 3** (1976).

INCOVOIEREA PLĂCILOR GROASE SEMIELIPTICE REZEMATE PE MEDIU ELASTIC PASTERNAK

(Rezumat)

Se studiază încovoierea plăcilor plane groase rezemate pe mediu elastic cu doi coeficienți de pat. Se ține seama de influența forței tăietoare asupra rotirilor și de variația efortului normal transversal σ_z. Se obține soluția pentru o placă semieliptică folosind un principiu variațional.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.07 ; 624.1

REINFORCED CONCRETE BEAM—SOIL FOUNDATION INTERACTION IN ELASTO-PLASTICITY WITH FINITE ELEMENT METHOD

BY

V. GRECU, NICU MIHALACHE and VICTOR-FLORIN POTERAŞU

1. Introduction

The paper deals with a static analysis of the displacements and stresses of reinforced concrete beam (1/2 scale model) — foundation system by finite element method.

The entire ensemble is supposed as a halfplane actioned by concentrated forces on the reinforced concrete beam. The soil foundation discretization by FEM is extended until the limit (theoretical approximated) where the stresses and displacements are considered null, these values being the boundary conditions. Also, the calculus is made for a plane state strain, the stress state being spatially. On the basis of these hypothesis, the discretization by FEM was been made in finite elements with two degrees of freedom by knot. The analysis was been made in elasto-plastic domain by means of NONSAP computer program for the entire ensemble. The D r u c k e r - P r a g e r's failure criterion is considered, the friction angle and the cohesion for the concrete being determined experimentally by the authors.

For the soil foundation these characteristics was been introduced with the values from the references. The results obtained are tested by means of M o h r —C o u l o m b failure criterion adapted by the authors for the reinforced concrete. The reinforced concrete beam--soil foundation interaction was been considered by the continuity conditions for the displacements and the ratio between stresses and the longitudinal elastic modulus.

2. FEM for Interaction Analysis

The finite element method has become an integral part of today's interaction of the beam with the half-plane design work. However, the value of the finite element calculations depends to a high degree on the parameters and the model assumptions. Very often the interaction beam with the half-plane are driven in jointed or stratified rock and can only be described with difficulty as a continuum. The FEM is much easier to apply to plastic soils, as back analysis has shown [5]. G o o d m a n's works [4] first presented an element that describes the rock jointing. This element can only

be used to describe individual faults and is also numerically very unstable. Improvements for this element have been proposed by many authors. In recent years, models have been developed to break down the discontinuum into blocks. In the further developments by A s a i , the elastic properties are simulated by springs in the nodes. In places where the block's displacement share is very large, an usual formulation of a model around the discontinuum must be described.

3. Constraint Joint Element Theory

If a continuum consists of two separate systems A and B (Fig. 1), the equations system (Fig. 2) breaks down into two independent blocks :

(1) $$[K]\{Q\}=\{P\},$$

with

(2) $$\begin{bmatrix}[K]_A & 0\\ 0 & [K]_B\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}Q_A\\ Q_B\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}P_A\\ P_B\end{Bmatrix}.$$

Coupling of the region A with the region B is done by means of two-node constraint elements (Fig. 3). For this purpose, pairs of nodes that have separate local displacements are defined along the joint :

(3) $$\{Q_1^L\}=\begin{Bmatrix}u_1\\ v_1\end{Bmatrix},\qquad \{Q_2^L\}=\begin{Bmatrix}u_2\\ v_2\end{Bmatrix},$$

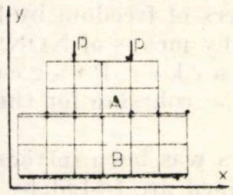


Fig. 1

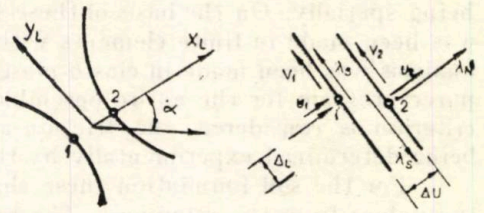


Fig. 2

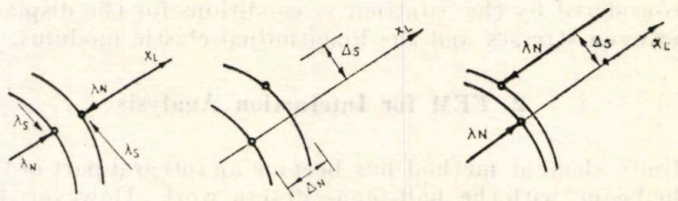


Fig. 3

or in a global system

(4) $$\{Q_1\}=[T]\{Q_1^L\},\qquad \{Q_2\}=[T]\{Q_2^L\},$$

with

$$[T]=\begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix}.$$

Further, coupling forces $\{\lambda\}$ are defined in the pairs of nodes in the local coordinate system;

$$\{\lambda\}=\{\lambda_N \quad \lambda_S\}^t. \tag{5}$$

The virtual internal work of the different node displacements is

$$A_{i,a}=\delta(\{Q_2^L\}-\{Q_1^L\})^t\{\lambda\}, \tag{6}$$

or after transforming the displacements into the global system:

$$A_{i,a}=\delta((-[T]\,|\,[T])\{Q\})^t\{\lambda\}=\delta([C]\{Q\})^t\{\lambda\}=\delta(\{Q\}^t[C]^t)\{\lambda\}. \tag{7}$$

The corresponding external work is

$$A_{c,a}=\delta\{Q\}^t\{P\}, \tag{8}$$

where $\{P\}$ is the vector of nodal forces from the external loads.

Beyond this, the additional internal forces also perform virtual work

$$A_{i,\lambda}=\delta\{\lambda\}^t[C]\{Q\}. \tag{9}$$

The corresponding external work is

$$A_{c,\lambda}=\delta\{\lambda\}^t\{Q_r\}, \tag{10}$$

where $\{Q_r\}$ represent the initial displacements of the nodes. By equalization of internal and external work it result

$$A_i=A_c, \qquad A_{i,a}+A_{i,\lambda}=A_{c,a}+A_{cr}$$

and having in view (7)...(10):

$$\delta\begin{Bmatrix} Q \\ \lambda \end{Bmatrix}^t\begin{bmatrix} 0 & [c]^t \\ [c] & 0 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} Q \\ \lambda \end{Bmatrix}=\delta\begin{Bmatrix} Q \\ \lambda \end{Bmatrix}^t\begin{Bmatrix} P \\ Q_r \end{Bmatrix};$$

the stiffness matrix of the constaint joint element is

$$\begin{bmatrix} 0 & [c]^t \\ [c] & 0 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} Q \\ \lambda \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} P \\ Q_r \end{Bmatrix}.$$

It result that this element has no elastic stiffness; only additional constraints are introduced by means of which coupling can be forced. In order to be able to orient the local system of coordinates, two additional nodes, *3* and *4*, are introduced, as shown in Fig. 3. These are also used to formulate the failure criterion [2] for decoupling in stresses and not in forces. The calculus is performed incrementally in load steps, where the fracture criterion Mihalache—Poteraşu are examined [2]:

$$\sigma_1-\sigma_3+(\sigma_1+\sigma_3)\sin\theta=c(2\cos\theta+\operatorname{tg}\theta) \tag{11}$$

for the cases $\sigma_1>0$, $\sigma_3<0$ and $\sigma_1/\sigma_3<0.17$.

This means that for each of these conditions (k) the criteria will be examined starting with the condition of the last iteration ($k-1$).

The following forces and displacements are obtained: a) joint displacements:

$$\{\Delta\}^k = \{\Delta\}^{k-1} + \{\Delta\};$$

b) coupling forces:

$$\{\lambda\}^k = \{\lambda\}^{k-1} + \{\lambda\};$$

c) loading:

$$\{P\}^k = \{P\}^{k-1} + \{P\},$$

where the added values of the pertinent load steps are without indices.

The friction law developed by C o u l o m b is used as the failure criterion for half-plane, which gives the maximum coupling forces: a) shear

$$F_t^k = (c - \sigma_N \operatorname{tg} \theta) < g \frac{\lambda_3^k}{|\lambda_1|^k}$$

and b) tension

$$F_z^k = \sigma_z L d.$$

In these equations, c is the cohesion, θ — the angle of friction, σ_N, σ_z — the tension failure stresses, L — the influence of the element and g — the thickness of the element. In the case of the reinforced concrete beam is used the failure criterion M i h a l a c h e — P o t e r a ș u (11).

3. Test Example

In these section was been made a static analysis by means of FEM for a mixed system: reinforced concrete beam and infinite half-plane. The analysis is made in elastic domain until the fracture for beam and the elasto-plastic domain for soil foundation using the yield condition already presented in the theoretical part. Ensemble beam — soil foundation modelling by FEM is presented in Fig. 4. Soil foundation is discretized in 18 quadrilateral finite elements and the beam is discretized in 12 finite elements of the same type.

For static analysis in the elasto-plastic domain of the soil was been used the D r u c k e r — P r a g e r [2], [3] criterion, where the cohesion is $c = 0.08$ daN/cm^2 and the internal friction angle $\theta = 38°$. For static analysis until the fracture of the reinforced concrete beam was been considered after M i h a l a c h e [2], the cohesion $c = 42$ daN/cm^2 and the internal friction angle $\theta = 55°$. The external forces variation is represented in Fig. 5. Modeling by FEM of the mixed system is far from the physical model, but the embedded line 1...7 is actual because here the stresses are

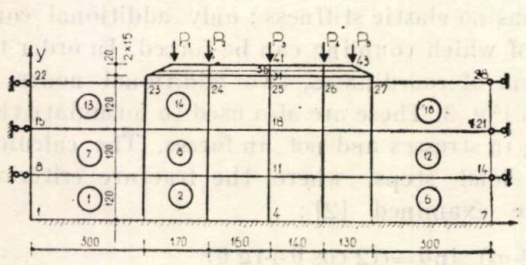


Fig. 4

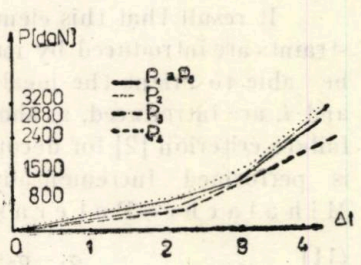


Fig. 5

near zero. In the Table 1 are presented the stresses values determined by FEM for steps 1...4 in the points *4—11—18—25—31—36—41*.

From the analysis developed before in the Table 1 it results that : in the point *36*, in the step 3, with the relation (11), for reaching to the failure the left hand must be growth with 50% comparatively with right hand and in the step 4, starting from the principal stresses values, the right hand is greater that the left hand with 39%. Hence, the fracture of the concrete will be appeared in the point *36* for a force value comprises between the steps 3 and 4.

Table 1

Points	Step	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_1	σ_2
	1	— 0.558	— 2.12	— 0.043	— 0.557	— 2.121
	2	— 1.12	— 4.36	— 0.093	— 1.12	— 4.37
4	3	— 2.24	— 8.79	— 0.197	— 2.23	— 8.8
	4	— 4.3	—18.06	— 0.459	— 4.29	— 18.6
	1	— 0.6	— 2.21	— 0.0136	— 0.5	— 2.21
	2	— 1.22	— 4.55	— 0.03	— 1.23	— 4.54
11	3	— 2.47	— 9.17	— 0.061	— 2.47	— 9.17
	4	— 4.44	—19.26	— 0.36	— 4.43	— 19.26
	1	— 0.76	— 2.203	— 0.0225	— 0.76	— 2.203
	2	— 1.56	— 4.53	— 0.05	— 1.56	— 4.53
18	3	— 3.14	— 9.14	— 0.105	— 3.14	— 9.14
	4	— 5.7	—20.07	— 0.749	— 5.66	— 20.1
	1	3.168	— 3.039	—10.06	10.59	— 10.466
	2	5.87	— 6.20	—20.17	20.89	— 21.21
25	3	11.48	— 7.48	—35.26	38.52	— 34.5
	4	12.24	—18.27	—37.97	37.91	— 43.94
	1	— 5.36	— 2.62	—10.25	6.36	— 14.33
	2	— 11.01	— 5.48	—20.55	12.5	— 28.98
31	3	— 14.02	— 7.5	—47.08	36.43	— 57.95
	4	— 30.79	—25.16	—60.37	32.45	— 88.41
	1	— 13.18	— 2.81	—10.38	3.62	— 19.6
	2	— 26.48	— 5.96	—20.82	6.98	— 39.43
36	3	— 49.68	—11.96	—48.3	21.04	— 82.68
	4	—143.27	—49.08	—97.64	122.27	—204.59
	1	— 8.59	— 2.16	0	— 2.59	— 2.16
	2	— 17.35	— 4.36	0	—17.35	— 4.36
41	3	— 28.98	— 8.25	0	—28.98	— 8.25
	4	22.34	11.54	0	22.34	11.59

4. Conclusions

The ensemble reinforced concrete beam—soil foundation interaction may be analysed in the elasto-plastic domain by FEM for many failure criterions with good results. By this way it is possible to provide the behaviour of the system including the contact area and surrounding region until the fracture. The new improved Mihalache-Poteraşu failure criterion

for the concrete is in a good agreement with the actual behaviour of these systems.

Received, May 4, 1990

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Comunications and Foundations,
Department of Structural Mechanics and
Department of Theoretical Mechanics

REFERENCES

1. Gafiţanu M., Poteraşu V. F., Mihalache N., *Elemente finite şi de frontieră cu aplicaţii la calculul organelor de maşini.* Ed. Tehnică, Bucureşti, 1987.
2. Mihalache N., Poteraşu V. F., Secu Al., *Numerical and Experimental Studies Concerning New Failure Criteria for Reinforced Concrete Elements.* 10-th SMIRT Int. Conf., 1989, Anaheim, California, U.S.A., session Q2,53—58.
3. Poteraşu V. F., Mihalache N., *Comparison Analysis BEM—FEM for Stress Concentration Around the Holes in Elasto-plastic Infinite Medium.* 4-th Int. Conf. Eng. Software (ENGSOFT), 1985, London, Ed. R.A. Adey, C.M.L. Publications, 6/77—6/86.
4. Goodman R. E., Taylor R. L., Brekke T., *A Model for the Mechanics of Jointed Rock.* Proc. ASCE, J. Soil Mech. Found., **94**, 637—658 (1968).
5. Swoboda G., Ebner K., Wang S. J., Zhang J. M., *Application of the „Decoupled Finite Element Analysis" in Tunnelling.* In. Swoboda G. (Ed.), *Numerical Methods in Geomechanics.* Balkema, Rotterdam, 1988.
6. Swoboda G., Zenz G., *Practical Considerations of Blast Loading in Tunnelling Using Numerical Modeling.* In Swoboda G. (Ed.), *Numerical Methods in Geomechanics,* Balkema, Rotterdam, 1988.

INTERACȚIUNEA GRINDĂ DE BETON ARMAT—SOL DE FUNDAȚIE ÎN ELASTOPLASTICITATE STUDIATĂ CU METODA ELEMENTELOR FINITE

(Rezumat)

Se prezintă o analiză statică a interacțiunii grindă de beton armat—sol de fundație în elasto-plasticitate cu ajutorul metodei elementelor finite. Grinda de fundație este considerată la scara 1/2 conform modelului experimental. Se face ipoteza stării plane de deformație și se utilizează programul de calcul NONSAP. Se folosesc criteriile de rupere Drucker—Prager și Mihalache—Poteraşu pentru beton, testîndu-se acest ultim criteriu. Se prezintă de asemenea teoria elementului de legătură adaptat problemelor de interacțiune.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 624.07 ; 691.7

OPTIMISATION DES SECTIONS DES POUTRES HYBRIDES ET LA QUANTIFICATION ÉCONOMIQUE DE LEURS AVANTAGES

PAR

C. ȘERBESCU et V. PESCARU

1. Introduction

Les poutres ayant la section hybride (l'âme d'acier carbon normale OL 37 et les semelles d'acier allié OL 44 ou OL 52) présentent des importantes avantages par rapport aux celles ayant la section homogène (d'acier faiblement allié OL 44 ou OL 52) en ce qui concerne la capacité portante et la consommation d'acier.

2. Notations

l — longueur de la poutre ;

h, d, b, t, h_0, d_0, b_0, t_0 — les dimensions géometriques des sections transversales pour la poutre hybride, respectivement homogène (Fig. 1*a*, *b*) ;

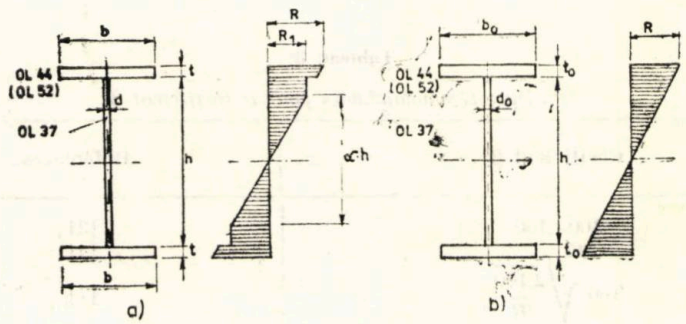


Fig. 1

A, A_0 — les surfaces des sections transversales pour la poutre hybride, respectivement homogène ;

M, M_{cap}, M_{0cap} — le moment fléchissant effectiv maximum, les moments fléchissants capables pour la section hybride, respectivement homogène de la poutre ;

R, R_1 — les résistances de calcul de l'acier faiblement allié (OL 44, OL 52) et respectivement de l'acier carbon normal (OL 37) (Tableau 1) ;

c, c_1 — les prix unitaires pour l'acier faiblement allié (OL 44, OL 52), respectivement de l'acier carbon normal (OL 37) ;

C, C_0 — les coûts totals du matériel utilisé pour la poutre hybride, respectivement homogène ;

q — le poids spécifique du matériel de la poutre ;

$\alpha=\frac{R_1}{R}<1$, $\alpha_0=1$, $\beta=\frac{h}{d}$, $\beta_0=\frac{h_0}{d_0}\simeq\beta$, $\delta=\frac{b}{t}$, $\delta_0=\frac{b_0}{t_0}\simeq\delta$, $\gamma=\frac{c_1}{c}<1$, $\gamma_0=1$ (les valeurs des coefficients β, β_0, δ, δ_0 sont données dans les Tableaux 2...4).

Tableau 1

Résistances de calcul R, [daN/cm²]

Acier	$t\leqslant 16$ mm	$t>16$ mm
OL 37	2 200	2 100
OL 44	2 600	2 500
OL 52	3 150	3 000

Tableau 2

Les limites de variation des valeurs du coefficient β

h, [mm]	800	1 000	1 250	1 500	1 750	2 000
d, [mm]	6...8	8...10	9...10	10...12	12...14	14
β	100..125	100...125	125...140	125...145	125...145	145

Tableau 3

Valeurs récommandables pour le coefficient β

Coefficient β	Références
100...150	[3]
145	[4]
$160\sqrt{\frac{2\,100}{R}}$	[7]]

Tableau 4

Valeurs du coefficient δ

Acier	OL 37	OL 44	OL 52
$\delta=b/t$	30	28	26

3. Les expressions pour M_{cap}, A, h_{opt}, C_{min}, A_{min}

3.1. La poutre hybride (Fig. 1 *a*)

On obtient :

$$(1)\qquad M_{cap}=btRh+2\,\frac{h-\alpha h}{2}\,dR_1\left(\frac{h}{2}-\frac{h-\alpha h}{4}\right)+2\frac{1}{2}\cdot\frac{\alpha h}{2}\,R_1 d\,\frac{2}{3}\,\frac{\alpha h}{2}=$$

$$=\left[bt+\frac{\alpha(3-\alpha^2)}{12}\,hd\right]hR\,;$$

$$A=2bt+hd=\frac{2M}{hR}+\frac{6-3\alpha+\alpha^3}{6\beta}\,h^2\,;$$

$$(2)\qquad C=hdl\rho c_1+2btl\rho c=\rho lc\left[\frac{2}{h}\cdot\frac{M}{R}+\frac{h^2}{6\beta}(6\gamma-3\alpha-\alpha^3)\right].$$

Si l'on poursuit à déterminer la condition d'optimisation de la section de la poutre on calcule la dérivée :

$$\frac{dC}{dh}=\rho lc\left[-\frac{2}{h^2}\cdot\frac{M}{R}+\frac{h}{3\beta}(6\gamma-3\alpha+\alpha^3\right]$$

et si l'on annule on obtient :

$$h_{opt}=\sqrt[3]{\frac{6\beta}{6\gamma-3\alpha+\alpha^3}\cdot\frac{M}{R}}\,,$$

et puis

$$C_{min}=\rho lc\sqrt{\frac{9}{2}\cdot\frac{6\gamma-3\alpha+\alpha^3}{\beta}}\cdot\left(\frac{M}{R}\right)^{2/3},\quad A_{min}=\frac{\sqrt[3]{9}(4\gamma-3\alpha+\alpha^3+2)}{\sqrt[3]{2\beta(6\gamma-3\alpha+\alpha^3)^2}}\cdot\left(\frac{M}{R}\right)^{2/3}.$$

3.2. La poutre homogène (Fig. 1 *b*)

Si l'on procède d'une manière similaire au cas précédent il résulte :

$$(3)\qquad M_{0cap}=\left(b_0t_0+\frac{h_0d_0}{6}\right)h_0R\,;\qquad A_0=2b_0t_0+h_0d_0\,;$$

$$(4)\qquad C_0=\rho lc(2b_0t_0+h_0d_0)\,;\qquad h_{0opt}=\sqrt[3]{\frac{3\beta_0}{2}\cdot\frac{M}{R}}\,;$$

$$C_{0min}=\rho lc\sqrt[3]{\frac{18}{\beta_0}\left(\frac{M}{R}\right)^2}\,;\qquad A_{0min}=\sqrt[3]{\frac{18}{\beta_0}\left(\frac{M}{R}\right)^2}.$$

4. Comparaison entre la poutre ayant la section hybride et celle homogène (on admet $\beta_0=\beta$, $\delta_0=\delta$).

4.1. Cas où les dimensions de la poutre hybride et de celle homogène coïncident

Dans ce cas sont valables les relations :

$$A=A_0=\frac{2h^2}{\beta}\,;\quad M_{cap}=\frac{6+3\alpha-\alpha^3}{12\beta}\,h^3R\,;$$

$$(5) \qquad M_{0cap} = \frac{2h^3R}{3\beta}; \quad \frac{M_{cap}}{M_{0cap}} = \frac{6+3\alpha-\alpha^3}{8} < 1;$$

$$(6) \qquad C = \rho lc(1+\gamma)\frac{h^2}{\beta}; \quad C_0 = \rho lc\frac{2h^2}{\beta}; \quad \frac{C}{C_0} = \frac{1+\gamma}{2}.$$

4.2. Cas où les capacités portantes de la poutre hybride et de celle homogène coïncident

Pour la poutre homogène on obtient :

$$(7) \qquad h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{6\beta}{6\gamma-3\alpha+\alpha^3}} \cdot \frac{M}{R}; \quad d = \frac{h}{\beta}; \quad b = \sqrt{\delta\left[\frac{M}{hR} - \frac{\alpha(3-\alpha^2)h^2}{12\beta}\right]};$$

$$(8) \qquad t = \frac{b}{\delta}; \quad M_{cap} = \left[bt + \frac{\alpha(3-\alpha^2)h^2}{12\beta}\right]hR; \quad C = \rho lc(hd\gamma + 2bt),$$

tandis que pour la poutre homogène résultent les relations :

$$(9) \qquad h_{0opt} = \sqrt[3]{\frac{3\beta_0}{2} \cdot \frac{M}{R}}; \quad d_0 = \frac{h_0}{\beta}; \quad b_0 = h_0\sqrt{\frac{\delta_0}{2\beta_0}};$$

$$(10) \qquad t_0 = \frac{b_0}{\delta_0}; \quad M_{0cap} = \left(b_0t_0 + \frac{h_0^2}{6\beta}\right)hR; \quad C_0 = \rho lc(h_0d_0 + 2b_0t_0).$$

La valeur de l'indice du côut est dans ce cas :

$$(11) \qquad \frac{C}{C_0} = \frac{hd\gamma + 2bt}{h_0d_0 + 2b_0t_0}.$$

5. Exemples numériques

5.1. Cas où les dimensions de la poutre hybride et de celle homogène coïncident

On a analysé 9 sections transversales différentes avec des hauteur-comprises entre 700 et 1 500 mm (avec variations à chaque 100 mm) en déters minant à l'aide des relations précédentes les moments capables, [KN.m], et les côuts totals, [lei/m], pour le matériel des poutres, en considérant les suivantes cinq variantes constructives : OL 37, OL 44, OL 52, OL 37—OL 44, OL 37—OL 52.

Des données centralisées dans le Tableau 5 il résulte que :

a) les moments fléchissants capables des poutres dans l'hypothèse hybride OL 37—OL 44 sont en moyenne avec 17% plus grands que dans le cas des poutres homogènes d'acier OL 37 ;

b) les moments capables des poutres dans la variante hybride OL 37—OL 52 sont en moyenne avec 38% plus grands que dans le cas des poutres homogènes d'acier OL 37 ;

c) les moments fléchissants capables des poutres hybrides OL 37—OL 44 sont proches de ceux réels des poutres homogènes d'acier OL 44 (les différences ne dépassent pas en moyenne 0,9%) ;

Tableau 5

Le cas où les dimensions de la section de la poutre hybride et de celle homogène coïncident

Indicateurs	h, d, b, t, [mm]	70 0,6 24 0,9	80 0,6 26 0,9	90 0,7 30 1	100 0,8 33 12	110 0,9 37 1,3	120 0,9 39 1,4	130 1 43 1,5	140 1 44 1,6	150 1,1 48 1,7	—
M_{cap} KN.m	OL 37	444,84	552,64	801,90	1 164,46	1 563,32	1 916,64	2 464,46	2 886,89	3 436,65	
	OL 44	525,72	653,12	947,70	1 376,18	1 847,56	2 265,12	2 912,54	3 411,77	4 091,25	
	OL 52	636,93	791,28	1 148,17	1 667,29	2 238,39	2 744,28	3 528,66	4 133,49	4 909,50	—
	OL 37—OL 44	516,19	647,46	939,35	1 364,48	1 831,51	2 246,02	2 887,53	3 383,02	4 056,19	
	OL 37—OL 52	611,49	766,28	1 111,26	1 615,32	2 167,56	2 659,90	3 418,51	4 006,04	4 759,02	
	OL 37—44/OL 37	1,160	1,172	1,171	1,172	1,172	1,172	1,172	1,172	1,180	1,171*)
	OL 37—44/OL 44	0,982	0,991	0,991	0,991	0,991	0,991	0,991	0,991	0,991	0,991
	OL 37—52/OL 37	1,375	1,386	1,386	1,387	1,387	1,388	1,387	1,388	1,385	1,385
	OL 37—52/OL 52	0,960	0,968	0,968	0,969	0,968	0,969	0,969	0,969	0,969	0,967
C lei/m	OL 37	608,06	677,22	878,60	1 137,23	1 394,39	1 551,55	1 850,12	2 005,91	2 344,52	
	OL 44	624,77	695,83	902,74	1 168,47	1 432,70	1 594,17	1 900,95	2 061,02	2 408,94	
	OL 52	648,81	718,15	931,71	1 205,96	1 478,67	1 645,32	1 961,94	2 127,15	2 486,23	—
	OL 37—OL 44	617,04	686,32	890,33	1 152,67	1 413,15	1 572,84	1 875,30	2 033,33	2 376,29	
	OL 37—OL 52	627,25	697,38	904,52	1 171,40	1 435,89	1 598,65	1 905,79	2 066,61	2 414,87	
	OL 37—44/OL 37	1,015	1,013	1,013	1,013	1,013	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014*)
	OL 37—44/OL 44	0,988	0,986	0,986	0,986	0,986	0,987	0,987	0,987	0,986	0,987
	OL 37—52/OL 37	1,031	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030
	OL 37—52/OL 52	0,967	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971

*) valeurs moyennes.

Tableau 6

Le cas où les capacités portantes de la poutre hybride et de celle homogène coïncident

M_{cap} KN.m	OL 37	1 339,67	1 784,91	2 206,13	3 023,65	3 378,06	4 012,85	
	OL 44	1 376,2	1 847,5	2 265,2	2 912,5	3 411,80	4 091,2	
	OL 52	1 360,8	1 801,68	2 269,57	2 981,43	3 520,88	4 121,98	—
	OL 37—OL 44	1 361,14	1 810,64	2 222,73	2 885,90	3 383,02	4 120,72	
	OL 37—OL 52	1 371,33	1 715,93	2 252,44	2 922,08	3 464,37	4 034,32	
	OL 37—OL 44/OL 37	1,016	1,014	1,008	0,955	1,002	1,027	1,004*)
	OL 37—OL 44/OL 44	0,989	0,980	0,981	0,991	1,001	1,007	0,999
	OL 37—OL 52/OL 37	1,024	0,961	1,021	0,966	1,026	1,005	1,001
	OL 37—OL 52/OL 52	1,008	0,952	0,992	0,980	0,984	0,979	0,991
C iei/m	OL 37	1 290,02	1 500,74	1 745,75	2 150,76	2 268,16	2 544,34	
	OL 44	1 168,47	1 432,70	1 594,17	1 900,95	2 061,02	2 408,93	
	OL 52	1 090,80	1 265,93	1 492,27	1 724,82	1 959,20	2 189,63	—
	OL 37—OL 44	1 158,84	1 406,71	1 566,43	1 886,38	1 969,03	2 392,03	
	OL 37—OL 52	1 083,60	1 199,96	1 475,00	1 686,39	1 922,46	2 128,95	
	OL 37—OL 44/OL 37	0,898	0,937	0,897	0,877	0,949	0,940	0,916*)
	OL 37—OL 44/OL 44	0,992	0,982	0,983	0,992	0,955	0,993	0,989
	OL 37—OL 52/OL 37	0,840	0,799	0,845	0,782	0,847	0,837	0,825
	OL 37—OL 52/OL 52	0,993	0,948	0,988	0,976	0,981	0,972	0,976

*) valeurs moyennes.

d) les moments fléchissants capables des poutres hybrides OL 37—OL 52 sont proches de ceux des poutres homogènes d'acier OL 52 (les différences ne dépassent pas en moyenne 3,3%) ;

e) le côut du matériel des poutres hybrides OL 37—OL 44 est comparable à celui des poutres homogènes (une croissance de 1,4% par rapport à celui des poutres d'acier OL 37 et une diminution de 1,3% par rapport aux poutres d'acier OL 44) ;

f) le côut du matériel des poutress hybrides OL 37—OL 52 est comparable à celui des poutres homogènes (une croissance de 3% par rapport à celui des poutres d'acier OL 37 et une diminution de 2,8% par rapport aux poutres d'acier OL 52).

5.2. Cas où les capacités portantes de la poutre hybride et de celle homogène coïncident

On a analysé 9 sections transversales différentes ayant les valeurs des moments fléchissants capables situées entre 1 300 et 4 100 KNm, en déterminant à les relations précédentes les côuts totals [lei/m], pour le matériel des poutres en considérant 5 variantes constructives: OL 37, OL 44, OL 52, OL 37—OL 44, OL 37—OL 52. Bien que les dimensions (h, d, b, t) des sections transversales sont différentes compte tenu des quantités différentes d'acier nécessaires afin que dans tous les 9 cas les valeurs des moments fléchissants capables soient approximativement égales, les différences moyennes entre ces valeurs ne dépassent pas 0,9%.

Des données centralisées dans le Tableau 6 il résulte que :

a) le côut du matériel des poutres hybrides OL 37 — OL 44 est plus réduit avec 8,4% par rapport à celui des poutres homogènes d'acier OL 37 et avec 1,1% par rapport à celles d'acier OL 44 ;

b) le côut du matériel des poutres hybrides d'acier OL 37 — OL 52 est plus réduit avec 17,5% par rapport à celui des poutres homogènes d'acier OL 37 et avec 2,4% par rapport à celles d'acier OL 52.

6. Conclusions

On établit les relations de calcul pour la détermination des dimensions géométriques optima de la section transversale des poutres hybrides et homogènes et celles concernant les moments fléchissants capables et le côut du matériel de la poutre.

À l'aide de deux catégories d'exemples numériques (le cas où les dimensions de la section de la poutre hybride et homogène coïncident et celui où les moments fléchissants capables des deux poutres coïncident) sont mis en évidence les avantages des poutres hybrides OL 37—OL 44 et OL 37—OL 52 par rapport aux poutres homogènes OL 37, OL 44 et OL 52.

Reçue le 13 mars 1990

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Génie Civil

BIBLIOGRAPHIE

1. Brandt A. M., *Kryteria i metody optymalizacji konstrukcji.* Panstwowe Wyd Naukowe Warszawa, 1977.
2. Dalban C., *Construcţii metalice.* EDP, Bucureşti, 1983.
3. Файбишенко Б. К., *Металлические конструкций.* Стройиздат, М., 1984.
4. Farkas J., *Optimum Design of Metal Structures.* Chichester Publishers, London, 1984.
5. Fletcher R., *Practical Methods of Optimization.* Chichester, J. Wiley, 1981.
6. Gallagher R. H., *Optimum Structural Design.* J. Wiley, New York, 1973.
7. Mateescu D., *Construcţii metalice.* Ed. Tehn., Bucureşti, 1980.
8. Spunt L., *Optimum Structural Design.* Prentice Hall, Englewood Cliff, 1971.
9. Şerbescu C., *Contribuţii la predimensionarea grinzilor avînd secţiunea plină sudată.* Symp. National, Inst. Polyt., Jassy, 1981.
10. Şerbescu C., *Construcţii metalice.* Inst. polit., Iaşi, 1982.
11. Şerbescu C., *Alcătuirea şi calculul structurilor metalice pentru halele industriale.* Ed. Tehn., Bucureşti, 1987.
12. Şerbescu C., *Rezerva capacităţii portante a grinzilor hibride în domeniul plastic.* Symp. National, Inst. Polyt., Jassy, 1988.
13. Şerbescu C., *Considérations concernant le calcul optimum des poutres métalliques hybrides.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXXIII (XXXVII)**, *1—4*, s. V (1987).

OPTIMIZAREA ALCĂTUIRII ŞI AVANTAJELE GRINZILOR CU SECŢIUNE HIBRIDĂ

(Rezumat)

Sînt stabilite relaţiile de calcul care permit determinarea dimensiunilor geometrice optime ale secţiunii transversale a grinzilor cu alcătuire hibridă şi omogenă, prezentîndu-se expresiile momentului capabil şi a costului materialului grinzii.

Cu ajutorul a două categorii de exemple numerice (cazul în care dimensiunile secţiunii grinzii hibride şi omogene coincid şi cel în care momentele capabile ale celor două tipuri de grinzi coincid) sînt evidenţiate avantajele pe care le oferă grinzile hibride OL 37 — OL 44 şi OL 37 — OL 52 comparativ cu grinzile omogene OL 37, OL 44 şi OL 52.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.04 ; 699

ON THE SIMPLIFYED CALCULATION OF THE BUILDINGS ELEMENTS WITH THERMAL BRIDGES

BY

I. GAVRILAŞ and CRISTIAN VELICU

1. Introduction

It is necessary to know the overall heat transfer coefficient and respectively the average thermal resistance of these, in order to ascertain the heat losses of the rooms during the winter time and the amount of the energy which is required for heating and also in order to estimate the thermal qualities of the elements forming a building envelope in the view of the choice of the best variants.

Theoretically, we may ascertain these features on the basis of the temperature field of the element, and experimentally this is done by calculation and must correspond to certain standards, which belong to the thermal stationary state.

When refferring to the building elements with thermal nonhomogeneousness, in the case of which the heat transmission points two or three directions, the establishment of the temperature field in an analytic way must take into account the problems that are concerned especially to the great amount of calculations and the accuracy of the results.

The methods of the finite elements or of finite differences applied to the calculation of temperatures for the elements forming a building envelope with thermal bridges allows to assess the values of temperature estimated on areas and in structure, in different points, corresponding to the adopted division. The modality of divide widely depends on the possibilities of solving of the linear equations system that it generates and which may attain some thousands of equation in the case of the elements with different thermal bridges, that is crossed or under collision. The exigencies concerning a high level of accuracy are also directed to render more frequent the network of points, especially in those areas of high thermal transmitance, respectively, are directing to the increase of the number of equations of the system. In this situation, the only efficient way to solve the problem is the automatic calculation, using high performance computers that make possible the solving on the whole of the elements and are able to ascertain the aimed accuracy.

Since the available means of high capacity calculation are still insufficient, computers of a small capacity or personal computers have been used in design. These computers cannot completely involve, with a conveniently degree of precision a nonhomogeneous thermal building element, but only limited, constitutive portions. The most important feature in that case is to join correctly the partial results in order to obtain overal thermal characteristics on each element, characteristics that must be as close as possible to the real ones.

In what follows we are proposing a proceeding in this direction, which has been used in the analysis of the wall panels having thermal insulation made of mineral wool for building.

2. The Principle of the Calculation Proceedi ng

The sandwich panels may have numerous thermal bridges of different types, make up by the connections between the reinforced concrete layers

(reinforced concrete ribs, blocks, steel connections) and by the joining of the panels which have thermal influence areas with different extensions that might often superpose on each other.

The automatic calculation applied to the thermal bridges considered independently or for limited areas including a single element allows to assess the overall heat transfer coefficient of them with great accuracy. If the surfaces of the afferent influence areas (S_j) have no common portions, respectively if the adjacent thermal bridges do not interfere on each other, it results from here the average overall heat transfer coefficient :

$$\overline{K} = \frac{\sum_j K_j S_j}{\sum_j S_j}, \tag{1}$$

where $\sum_j S_j$ corresponds to the whole area of the element $\sum S_j = S$. In the case of the thermal bridges situated at smaller distances that half of the sum of the influence areas width the partial results cannot be interceded any loger in the same way, because it results $\sum_j S_j > S$, which distorts the value of the result on the whole of the element (Fig. 1 *a*).

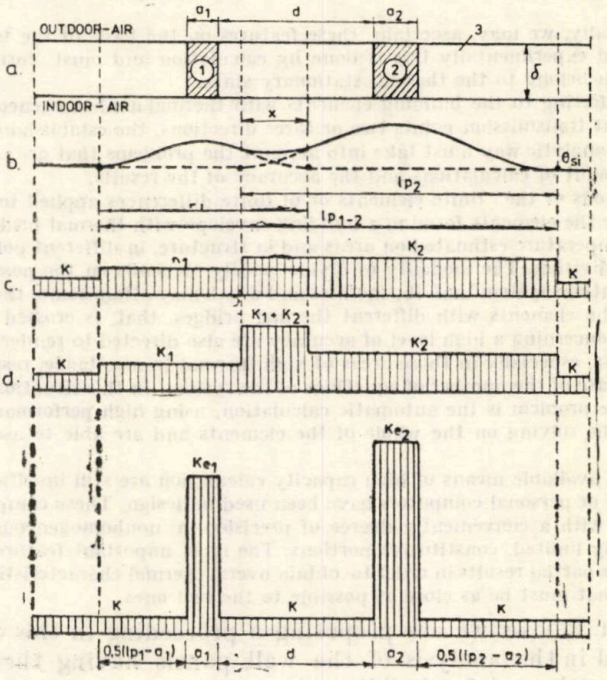


Fig. 1. — The overall heat transfer coefficient of an element situated in the area of the interfered thermal bridges calculated independently : *a* — the average values corresponding to the infleunce areas of each bridge ; *b* — the joining of the values on the common portion ; *c* — the values of the equivalent overall heat transfer coefficient which depend on the effective areas of the thermal bridges.

With a sufficiently limited error and a favourable attitude face to the means of thermal protection, we may accept that on the common portion of two or more adjacent bridges of the influence areas (x), the overall heat transfer coefficient ($\bar{K}$) is equal to the sum of the coefficients of the influence areas of the bridges taken independently ($\bar{K}=\sum_j K_j$ — Fig. 1 *a*, *b*). The principle of the proceeding we are proposing here consists of the concentration of the additional heat debit as a consequence of the effect of the thermal bridge considered independently, only on the effective area of the bridge. This aspect leads to an equivalent average overall heat transfer coefficient with increased K_e value ; this coefficient is afferent to the effective area of the thermal bridge and, for the rest, is maintened the heat transfer coefficient corresponding to the usual area of the element (K —Fig. 1 *c*). In the case of the thermal bridges having very small areas (steel elements) it is possible to consider afferent portions of reasonable size of the element, for which the coefficient K_e results in the same way.

Thus we may simplify the calculation of the average overall heat transfer of the element through the possibility of applying the relation (1).

The calculation value of the equivalent overall heat transfer coefficient (K_{ej}) results from the condition that the heat debit afferent to the area of the element affected by the thermal bridge should be the same, no matter how we may consider the transfer coefficient for this area.

In the general case we may take into account a thermal bridge with its effective surface S_j having an influence area (in which it is included itself) on the surface S_{pj} belonging to an element which presents the heat transfer coefficient K in current field (without being affected by the thermal bridge). After performing the calculation of the field of temperature in this area, we obtained an average value of the overall heat transfer coefficient $\bar{K}_{pj}$.

Then we may write the equality between the heat debit which depends on the coefficient $\bar{K}_{pj}$ and the sum of the heat debits afferent to the area upon which we consider the equivalent heat transfer coefficient K_e and the surface of the surrounding area ($S_{pj}-S_j$), surface upon which we consider the heat transfer coefficient K :

$$\bar{K}_{pj}S_{pj}=K_{ej}S_j+K(S_{pj}-S_j). \tag{2}$$

It results from here that :

$$K_{ej}=K+(\bar{K}_{pj}-K)\frac{S_{pj}}{S_j}. \tag{3}$$

For a linear thermal bridge (Fig. 1) this relation becomes :

$$K_{ej}=K+(K_j-K)\frac{l_{pj}}{a_j}. \tag{4}$$

By applying this procedure to many cases of same sandwich panels with local connections of block type between the concrete layers, the results we have obtained proved to cover with 9...12% close to those obtained when calculating on the whole.

3. Conclusions

When we estimate by calculation the overall characteristics of the elements forming a building envelope, in order to ascertain a thermal protection as efficient as possible, it is reasonable to take into account a certain degree of meeting that might cover the differences between the data, the design assumptions and the real situation. Thus we may accept covering analytical methods within some rational limits, these methods being advantageous when referring to the amount of calculations and the possibilities of using certain means for calculation of a more limited performance much more accessible.

The proceeding of the equivalent heat transfer coefficient that we proposed in this work is remarquable by its simplicity and the possibility of using with satisfactory results in the case of the elements with numerous and diverse thermal bridges, situated at distances which are even under the limit of thermal interference.

This proceeding also becomes very advantageous in the case of the analysis of a great number of elements which contain the same types of thermal bridges because one can exclude the necessity to establish the thermal field on the whole, for each case being sufficient the solving of the characteristics areas as precise as possible.

Received, March 26, 1990

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Civil Engineering

DESPRE CALCULUL SIMPLIFICAT AL ELEMENTELOL DE CONSTRUCŢII CU PUNŢI TERMICE

(Rezumat)

Calculul termic al elementelor de închidere cu punţi termice numeroase şi variate, a le căror zone de influenţă au porţiuni comune, se poate efectua fie pe ansamblu, necesitînd calculatoare de mare capacitate, fie pe zone, urmat de asamblarea rezultatelor parţiale.

Se propune un procedeu eficient, de precizie bună, pentru stabilirea coeficientului global de transfer termic al elementelor cu punţi termice, pe baza unor coeficienţi echivalenţi ai zonelor caracteristice, tratate independent.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 624.2

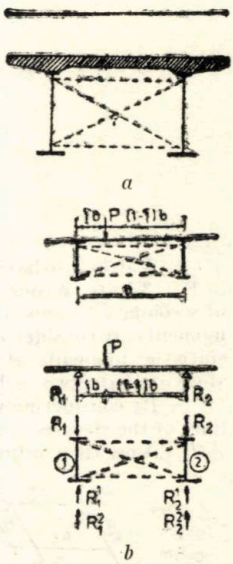
DESIGN OF BRIDGE SUPERSTRUCTURES WITH TWO PRINCIPAL BEAMS AND MULTIPLE SECONDARY BEAMS

BY

C. JANTEA and FLORIN VARLAM

1. Introduction

Stress state in a bridge superstructure with two simply supported principal beams connected by means of secondary beams providing the load transfer to the two principal beams through a rigid connection is studied in what follows. This manner of solution is applicable to steel superstructures for route bridges where the reinforced concrete plate interact with principal beams forming a steel-concrete composite sections (Fig. 1 *a*). The influence of the plate system on the transverse distribution of loads is small because the plate may be considered as being hinged connected to the principal beams by means of connectors. Within the analysed problem, the torsional stifness of principal beams is neglected since its influence for I cross section beams is small. The mechanism of transmitting on exterior load acting on the plate to the principal beams is shown in Fig. 1 *b*.



a *b*

Fig. 1

2. Analysis of a Superstructure with two Beams and Multiple Secondary Beams

A superstructure of two beams and n secondary beams (Fig. 2 *a*) clamped to the principal beams is studied. In the conditions presented above, the system has a static redundancy of $2n$ in the force method, the basic system being shown in Fig. 2 *b*.

The system of condition equations is :

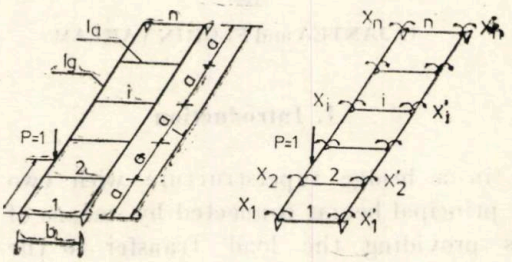
$$\begin{cases} \delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\ldots+\delta_{1n}X_n+\delta_{11'}X'_1+\delta_{12'}X'_2+\ldots+\delta_{1n'}X'_n+\Delta_{1p}=0, \\ \delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\ldots+\delta_{2n}X_n+\delta_{21'}X'_1+\delta_{22'}X'_{22}+\ldots+\delta_{2n'}X'_n+\Delta_{2p}=0, \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ \delta_{n'1}X_1+\delta_{n'2}X_2+\ldots+\delta_{n'n}X_n+\delta_{n'1'}X'_1+\delta_{n'2'}X'_2+\ldots+\delta_{n'n'}X'_n+\Delta_{n'p}=0, \end{cases}$$

or :

$$[A][X]=[P],$$

with : $[A]$ — the matrix of coefficients related to unknown elements ; $[X]$ — the matrix of unknown elements ; $[P]$ — the matrix of free terms.

The coefficients δ_{ij} in $[A]$ matrix are functions of L, b, n and I_a/I_g, while Δ_{ip} in $[P]$ matrix are functions of L, b, n and the position of a load $P=1$ along the beam (according to the notation in Fig. 2 *a*). For $P=1$, passing over the principal beam, the influence lines of X_i unknowns are determined and thus the influence line for any stress in the principal beams and secondary beams may be drawn.



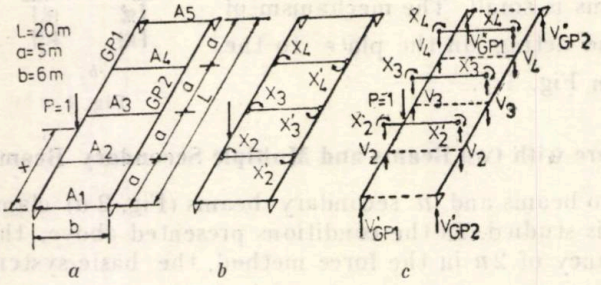
a *b*

Fig. 2

3. Numerical Example

A structure having 5 secondary beams as shown in Fig. 3 *a* and the associated basic system in Fig. 3 *b* are considered. From the 6 pairs of unknowns, only the bending moments at the ends of secondary beams A_2, A_3 and A_4 are considered (the moments at A_1 and A_5 are zero). As pair moments are considered the torsional ones in the principal beams wich may be neglected and since the moments at the both ends of a secondary beam are equal and opposite in sign, a stress state as that shwn in Fig. 3 *c* can be obtained.

By considering various positions of the unitary load P along a principal beam the influence lines of the stresses can be also obtained. The analysis of the structure was performed for various I_a/I_g ratios, their influence to the stress state of the supersturucture being presented in Fig. 4



a *b* *c*

Fig. 3

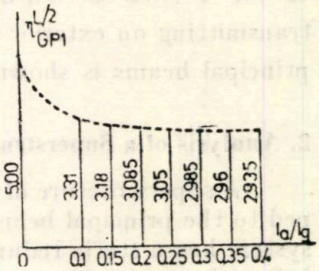


Fig. 4

by varying maximum ordinate of the bending moment influence line at the middle span of the principal beam loaded directly with a unitary force; it may be stated that for I_a/I_g ratios leading to zero (secondary beam hinged to principal beams), the ordinate tend to values of the bending moment corresponding to the interaction less deck, while for ratio ranging from 0.1 to 0.4 the ordinate variation is small enough leading to 2.5 for an infinite rigid secondary beams ($I_a/I_g=\infty$).

Figs. 5 and 6 shows the influence lines of static indeterminate unknowns $X_2=-X'_2$; $X_4=-X_4$ and $X_3=-X'_3$ as well as those of the bending moment at the middle span section of the principal beam, directly loaded (GP_1) and indirectly loaded (GP_2) for $I_a/I_g=0.1$ and 0.4.

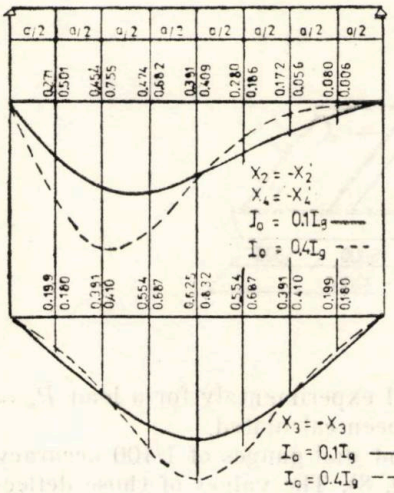


Fig. 5

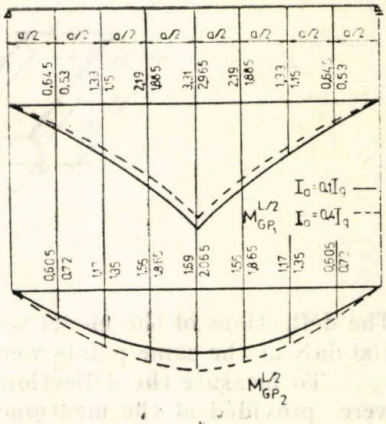


Fig. 6

4. Model Study of a Superstructure with two Beams and Multiple Secondary Beams

Within this study, the dimensioning of the analysed structure was performed for ratio $I_a/I_g = 0.1$ considering the bridge loaded with the special vehicle V_{80}, thus resulting dimensions of a model constructed with same material as the actual structure (prototype). The length scale was imposed as $\lambda = 10$ (prototype/model dimensions) to obtain convenient linear dimensions for the model. The prototype/ model force scale selected as λ^2 and the prototype/model deformations (deflections) scale resulted :

$$K_f = \lambda,$$

namely the model deflections are 10 times smaller than prototype deflections.

The modeling of the cross sections for principal and secondary beams was performed so that the prototype (I_p) and model (I_m) moments of inertia to fulfill the ratio :

$$\frac{I_p}{I_m} = \lambda^4,$$

because the elements of comparative analysis between prototype and mode were chosen to calculate deflections of prototype versus measured deflections, of model. In this case the modeling of the cross section dimensions is not necessary. The model was made of steel plate and has the form and dimensions shown in Fig. 7. The deflections of prototype principal beams were calculated at locations corresponding to secondary beams A_2, A_3 and A_4, for a concentrated load $P_p = 10{,}000$ daN which work at secondary beams A_2 and A_3. The results are given In Table 1, the calculated model deflections being 10 times smaller in the conditions in which the model load P_m is :

$$P_m = \frac{P_p}{\lambda^2} = 100 \text{ daN}.$$

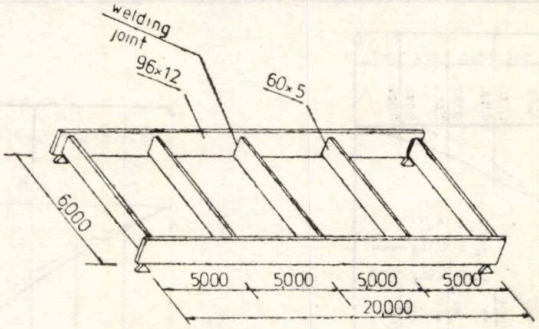


Fig. 7

The deflections of the model were determined experimentaly for a load $P_m =$ 100 daN at the same points were they have been calculated.

To measure the deflections, displacement dial gauges of 1/100 accuracy were provided at the mentioned points (Fig. 8). The values of those deflections are given in Table 2.

Table 1

Structure	Principal beam	Prototype calculated deflections, [mm], at points :					
		P=10,000 dan at point A_2			P=10,000 daN at point A_3		
		A_2	A_3	A_4	A_2	A_3	A_4
$I = 0.1 I_g$	GP_1	3.33	3.37	2.26	3.68	5.45	3.68
	GP_2	1.79	2.45	1.54	2.56	3.44	2.56

Table 2

Structure	Principal beam	Model calculated deflections, [mm], at points :					
		P=100 daN at point A_2			P=100 daN at point A_3		
		A_2	A_3	A_4	A_2	A_3	A_4
$I = 0.1 I_g$	GP_1	0.38	0.43	0.28	0.41	0.62	0.43
	GP_2	0.14	0.21	0.12	0.19	0.29	0.21

5. Conclusions

1. The distributions of loads to the superstructures of steel bridges having two beams and multiple secondary beams, resulted by analysis of beams grit considering its real connections and rigiditys, is able to give the most accurate results as compared with other methods used in this field.

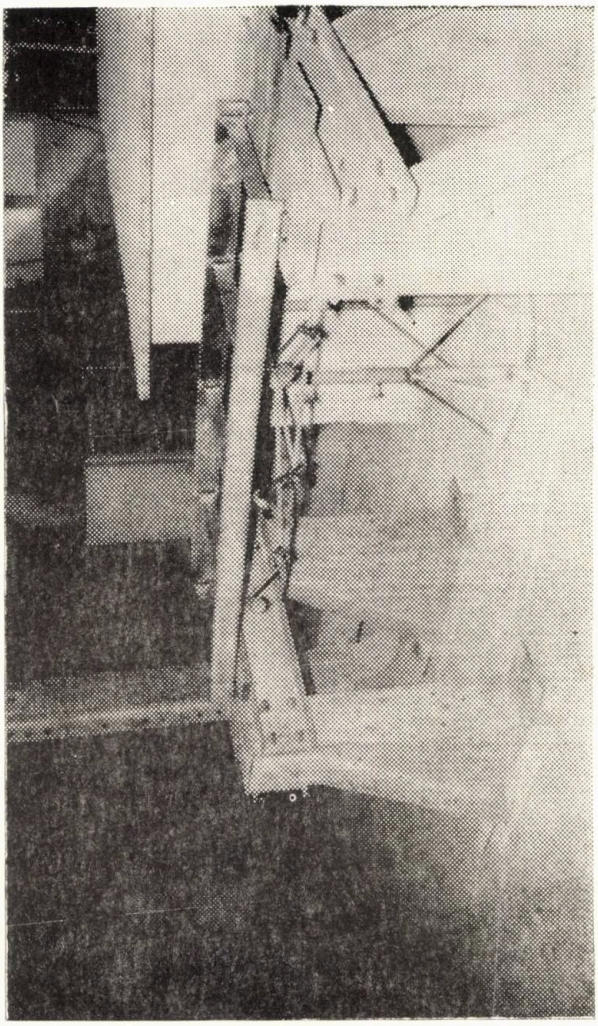


Fig. 8

2. The method can be applied to route bridge superstructures where the reinforced concrete plate system works toghether with the steel beams, the transversal distribution being provided only by secondary beams. The reinforced concrete slab has no significant contribution to the transversal distribution, since the slab-beam transversal connection provided by means of the connectors is of hinge type.

3. The solution can be performed by means of a computer program, the input data including the superstructure dimensions L and b, the number of secondary beams and the ratio I_a/I_g.

4. The model analysis of structural response under loading considered has shown a rather good correlation be tweencalculated deflections of the actual structure (prototype) and the measured deflection of the model.

5. The method can be also extended to the superstructures having two principal beams that are continuous on multiple spans.

Received, April 17, 1990

Polytechnic Institute, Jassy
Department of Communications and Foundations

REFERENCES

1. Orlovschi N. I., *Statica construcţiilor*. Partea a II-a, Inst. polit., 1974.
2. Radu P. I., Negoescu E., Ionescu P., *Poduri din beton armat*. EDP, Bucureşti, 1981.
3. Mazilu P., Topa N., Ieremia M., *Teoria şi calculul plăcilor ortotrope*. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1983.
4. Vasilescu A., Praisler G., *Similitudinea sistemelor elastice*. Ed. Academiei R.S.R., Bucureşti, 1974.

CALCULUL SUPRASTRUCTURILOR PODURILOR CU DOUĂ GRINZI PRINCIPALE ŞI MAI MULTE ANTRETOAZE

(Rezumat)

Se prezintă analiza repartiţiei încărcărilor mobile la grinzile principale ale unui pod metalic de şosea, repartiţia fiind asigurată de antretoaze prinse rigid de grinzile principale. Se analizează răspunsul structurii la acţiunea încărcărilor prin încercarea experimentală a unui model realizat la scară, ca elemente de comparaţie considerîndu-se săgeţile celor două structuri.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 691.3 ; 691.7

SOME RESEARCHES ABOUT DISPERSE REINFORCING OF CONCRETE WITH STEEL-FIBRES

BY

SERGIU COROBCEANU, ANGELA VASILESCU, MAHOMED MOHSEN AL CHAB and I. DONOSE

1. Introduction

Concretes with disperse reinforcing are composite materiales except the asbestos-cement, with is used for a very long time.

It is well known the fact that simple concrete, material which has produced a revolution in the buildings art two centuries ago, presents an essential disadvantage tied to its extremly reduced tensile strenght (the ratio R_t/R_c varies, depending on concrete's class, between 1/6 and 1/15). Concrete was associated with reinforcement, its essential part being the one of taking over the tensile efforts. Thus, reinforced concrete was created — a composite material which is classically nowadays — a material with higher mechanical features than the simple concrete.

The practice use of this material, pointed out some limits of the reinforced concrete. Great openings and high buildings can't be solved with reinforced concrete elements. This drawback was removed by the appearance and the development of the prestressed concrete, in which the reinforcement has both a passive part of taking over the tensile efforts, and an active one, to create an initial state of efforts, usually with an opposite direction than the one produced by the outer actions.

Except the higher limits of reinforced concrete, the material has also lower limits of use. Small openings are solved absolutely non-economic, the reinforcement introduced in the concrete having more than a symbolic part. Its presence rises the price of reinforced concrete elements and its absence induces givings up of the material at reduced tensile forces. Excepting this, thin elements are hardly solved with macroreinforced concrete, their thickness being too big, by means of technology and durability. At least, these two aspects leads to the appearance of disperse reinforced concretes, which extended more the using area of concrete in buildings.

2. Solutions for Disperse Reinforcing of Concrete

Among the rational solutions of associating cement-matrices or concrete with non-continuous fibres aleatory distributed in their mass, we can mention the using of asbestos-fibres, glass, carbon, steel, and polymer-fibres, till nowadays.

The asbestos-fibres were the first to be used with very good results, by means of the resulting asbestos-cement. The searchers tried to find out for using another types of fibres because the world resources of asbestos well be exhausted till the end of the millenary.

Thus, the glass fibres associated in fascicles of 200 or 400 individual filaments with an diametre of 5...15 μ, then cutted at 12...50 mm lenght, have a very large spreading. The fibres must come out from alkaly-resistant glass for being used in cement matrices based on Portland cement.

Carbon fibres, generally produced in England, are delivered in spun fascicles which contain 10,000 or 20,000 filaments. Filaments with the diameter of 7.9...9.2 are separated from the others by different methods. It seems that, in the future, the using of these fibres will be extremely efficient in micro-reinforcing of the concrete and of the cement matrices, due to the carbon's high mechanical features.

Polymer-fibres have the diameter between 20...200 μ, a relatively reduced tensile strenght, great breaking strains and a high quality coefficient (R_t/ρ_a). The using of this type of fibres is sporadically and rarely passes over the experiment level.

This work's purpose is to analyse some of the results obtained by the authors on reinforced concretes with steel fibres, adequately protected of alkaline-medium, which is born by means of cement's hydration. As the literature (scientific one) sais, the fibres can have different shapes : circular, plate and special shape. It has been imagined different systems of groynes for, increasing the adhesion between fibres and cement matrices, or the wires were impressed.

Round steel fibre has the diameter of 0.20...0.80 mm. Their lenght is so **choosen thus the** geometrical ratio lenght/diameter be situated between 30 **and 200. It resul** s that the lenght of fibres is between 5...50 mm.

3. About the Cooperation Matrice—Steel Fibre

The co-operation between steel fibre and cement-matrice is the main point for obtaining a composite material with higher mechanical features than the initial material, simple concrete, or the classic one, macro-reinforced concrete. Fibres lenght has to carry out some condition for micro-reinforcing of the concrete being efficiently. Most of the searches admit the linear variation of unit stress in a fibre, from zero to failure value σ_{fr}. We suppose the perfect case of matrice's yielding : fibres crack is produced simultaneously with their tearing out. We make this supposition for the determination of fibres critical lenght. Critical lenght of fibre is, according to the condition expressed by Fig. 1 :

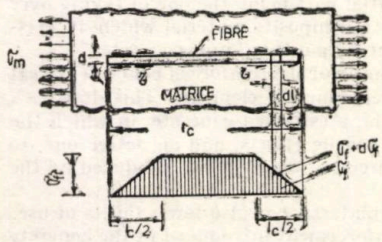


Fig. 1. — Hypothesis of unit stress variation in steel fibre.

$$l_c = \frac{d}{2} \cdot \frac{\sigma_{fr}}{\tau_m} . \tag{1}$$

The fibres must have a minimum lenght, to exerce an effect on the carrying capacity of disperse reinforced elements. Thus, the effective minimum lenght, was calculated with the relation :

$$l = 2l_c . \tag{2}$$

The minimum geometrical proportion corresponding to the appearance of the first crack, was settled with the relation :

$$\frac{\mu}{d} = \frac{R_t}{\tau_m} \cdot \frac{E_f}{E_d} . \tag{3}$$

The relation shows that this geometrical parameter is influenced by the crack's type, by the nature of crack's surface and also by the physical—mechanical features.

Fig. 2 presents graphically the fibre's charge level with stresses depending on fibres lenght as against the critical lenght and the corresponding variation of unit tangential stresses of adhesion. Both Fig. 2 and relation (2)

shows that the most rational way of using, respectively of charging the fibre is obtained in the situation in which fibre's lenght is higher than the critical one, or, at least, equal to this. As it results from calculations and experimentations, this situations is obtained with high geometrical proportions, with

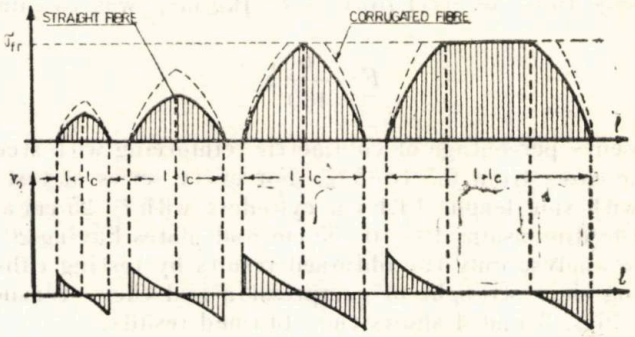


Fig. 2. — The distribution of unit stresses in fibre and the adhesion between fibre and cement.

values between 100 and 200, precisely the last value. As practice of mixting and casting those composite materials restricts fibres lenght to avoid their concentration in some areas of the elements, with important effect of reducing the efficiency of fibrating, there are prefered fibres of reduced lenghts. In this way, the failure of micro-reinforced elements is produced by the tearing out of the fibres, without the fibre's unit stress touches the failure value.

Efficient solutions can be obtained only by means of the improvement of co-operation between fibre and cement-matrice. As we shall see in what follows one of these possibilities consist in the fibres undulation which conduct to important increases of the capacity of resistance of micro-reinforced elements with steel-fibres, of medium lenghts, unitary distributed in the concrete mixtures.

4. Effects upon the Resistance Features of Fibrate Concrete

The experimentations, effectuated in the labs of Civil Engineering Faculty in Jassy tried to point out the way in which the fibrating of the concrete put on its mark over its resistance. The first experimentations were made with straight and short fibres, cutted at 12 mm lenght wishing to obtain a more unitary dispersion of the fibres in the mixture. The fibres come out from wire with a 0.4 mm diameter, made from a relatively soft steel with $\sigma_r = 7{,}000$ daN/cm^2 and $\delta_r = 27\%$ (geometrical ratio $\mu/d = 30$). The second series of experimentations had in view the sensible amelioration of the co-operation fibre — cement, this amelioration being realized both by the increase of geometrical proportion ($\mu/d = 62.5$), and more important by corrugating the fibres. The last operation was realized with a device designed and made up in the labs of Civil Engineering Faculty in Jassy. Here, in the laboratory, was realized the cutting of fibres at lenght of 25 mm from six wires, and also was realized the fibres corrugating.

The recipe used for the two series of experimentations was :

a) sand 0...3 mm . . . . . 670 kg/m^3

b) gravel 3...7 mm . . . . . 520 kg/m³
c) cement Pa 35 . . . . . 790 kg/m³
d) water . . . . . 234.4 l/m³
e) superplasticizer (1% from cement) . . . . . 1.9 l/m³.

The dosage (mix) of steel fibre — F, [kg/m³], was calculated with the relation :

$$F = \frac{p}{100} \rho_f. \tag{4}$$

Here p represents percentage of volumetric reinforcing with steel fibres. This percentage increases from 0.5 to 5%. For every series of test samples was made cubes with side lenght 14.1 cm cylinders with $l=25$ cm and $d=10$ cm, prisms with the dimensions $10\times10\times55$ cm and plates having $20\times20\times2$ cm.

Now, we analyse only the obtained results by testing cubs and prisms, for determining their strenght of compression and their tensile strenght in bending. The Figs. 3 and 4 shows the obtained results.

According to Fig. 3, the strenght of compression of the composite material is less influenced by the presence of steel fibres, indifferent of the type of the fibre which was used. The increase of the strenght obtained against the witness pieces (3...18% for strenght fibres and 1...21% for corrugated ones) doesn't justify the growt of the cost asked by the fibrating of concrete. Anyway, the increase of the strenght of compression of reinforced concretes with steel fibres isn't the purpose of this composite material.

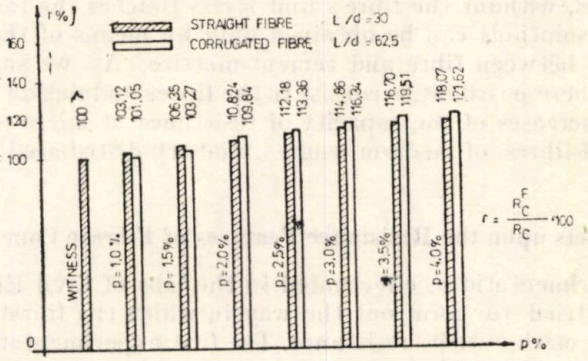


Fig. 3. — Concrete's compression strenght increase vs. the volumetric percent of reinforcing with steel fibres.

More sensible are the effects upon the tensile strenght, especially, the strenght in bending (Fig. 4). If we can't be content with what offers the fibrating of concrete with straight and short fibres (increases of R_{ti} in comparison with the control piece, which are placed between 7% for $p=1\%$ and 79% for $p=4\%$), the using of corrugated fibres with a hig hgeometrical proportion brings an increase of this parameter with 45%, from the less percentage of reinforcing used, and this parameter can touch the value of 308%, for the maximum percentage of used reinforcing. We must mention the fact that for a medium percentage of volumetrical reinforcing, of about 2...2.5% the

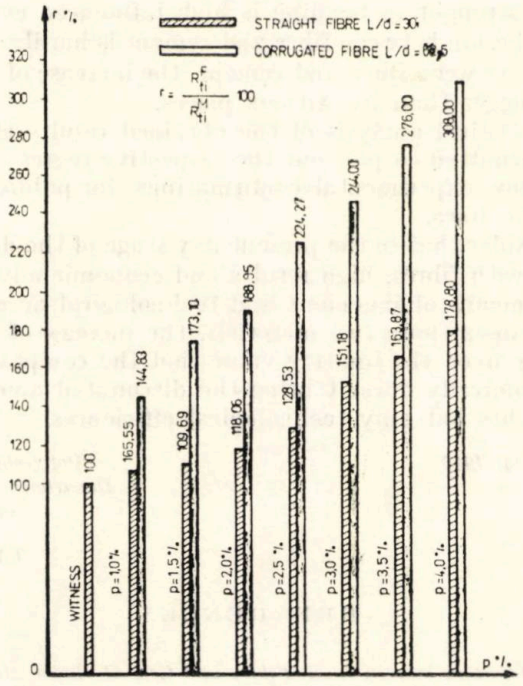


Fig. 4. — Concrete's bending strength increase vs. the volumetric percent of reinforcing with steel fibres.

tensile strenghts in bending doubles in comparison with witness pieces. The tensile strenght in bending is the most important mechanical feature influenced by the presence of the fibres in the concrete, and also, by the way in which is solved the co-operation between fibres and cement. In the same time, at mechanical tests of the concrete pieces could be seen a ductile rip of the pieces, the ductility increasing with the reinforcement percentage. We shall make another work for releiving this very important aspect, and for showing some elements of technology which are important in making a composit material with high mechanical features.

5. Conclusions

By associating the results of our researches with the ones which are in the world up to day technical patrimony we can point out some conclusions namely :

a) The disperse reinforcing of concrete, generally speaking, and particularly the one with steel fibres, represents a technical solution of a great efficiency, with immediately repercussions over the most of the resistance and deforming features of fibrated concretes.

b) The strenght of compression of the concrete isn't ameliorated very much by fibrating the material, even in the situation of taking some measures of evident increase of the co-operation fibre—matrices of cement.

c) Tensile strenght in bending is high influenced even in the situation in which the adhesion between fibre and cement is hardly realized. In case of a good adhesion between fibre and cement, the increase of the tensile strenght is three times bigger than by witness pieces.

d) The statistical analysis of the obtained results at the bending failure of prisms permitted to plot out the respective regress straight lines. The authors expect new experimental confirmations, for publishing the equations of those straight lines.

e) We consider that in the present-day stage of the development of reinforced concrete with fibres, high results and economic advantages can be obtained only by means of ingenious and technological acceptable solutions of co-operation between those two materials. The increase of the point of volumetric reinforcing over the limiting value that the composite material can be accept as economically doesn't bring the discounted ameliorations over the material's strenghts but only technological efficiences.

Received, February 26, 1990

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Concrete, Materials and Technology
and
TAGCM, Jassy

REFERENCES

1. Maage M., *Interaction between Steel Fibres and Cement Based Matrices.* Paris, RILEM, Mat. et Constr., *5* (1977).
2. Argon A. S., Shack W. J., *Theories of Fibro-cement and Fibre Concrete,* RILEM, Symp. Proc., London, 1975, 39—54.
3. Al Chab Mahomed Mohsen, *Studies for Utilization of the Reinforced Elements with Steel Fibres* (in Romanian). Ph. D. Diss., Polyt. Inst., Jassy, 1989.

UNELE CERCETĂRI PRIVIND ARMAREA DISPERSĂ A BETONULUI CU FIBRE DE OŢEL

(Rezumat)

Se expun rezultatele cercetărilor efectuate privind îmbunătăţirea unor caracteristici mecanice ale betonului prin fibrare discontinuă. Experimentările au fost concentrate în special asupra rezistenţei la întindere a betonului, sensibil majorată prin utilizarea fibrelor de oţel cu profil ondulat care asigură o aderenţă superioară la piatra de ciment.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526 ; 627.8

ALGORITHME POUR LA DÉTERMINATION DES DÉFORMATIONS ET DES DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX DES BARRAGES-VOÛTE À L'AIDE DU CHEMINEMENT PLANIMÉTRIQUE DE PRÉCISION (I)

PAR

GH. NISTOR, ANETA BRAIER et I. NISTOR

1. Introduction

L'étude des constructions sur modèles et à l'échelle naturelle a pour but la connaissance de certains paramètres qui caractérisent et expliquent le comportement local ou global des constructions étudiées. Les modifications des constructions apparues comme suites des sollicitations statiques et dynamiques sont mises en évidence à l'aide des informations obtenues par des mesures effectuées pendant les essais de laboratoire, la mise en oeuvre et puis après la fin des travaux et la mise en exploitation.

L'étude *in situ* des constructions, en utilisant les méthodes géodésiques, est réalisé par des mesures cycliques, angulaires et linéaires, effectuées dans des points extérieurs à la construction, sur des points fixés sur celle-ci. Le choix de la méthode est fonction du type et de l'échelle de la construction, de la précision imposée pour la mise en évidence de l'état des tensions et des déformations de la construction, des conditions concrètes du terrain et de l'appareillage existant.

La méthode du cheminement planimétrique de précision, connue aussi comme cheminement polygonométrique, est utilisée pour la détermination du vecteur déformation horizontale des barrages-voûte, quand la méthode de microtriangulation ou celle d'alignement donnent des résultats affectées par des erreurs importantes ou ne peuvent pas être utilisées.

Dans la Fig. 1 on présente la forme du cheminement planimétrique de précision à l'aide de laquelle on surveille *in situ* le barrage-voûte. On utilise un système de coordonnées rectangulaire que l'on choisit avec l'axe X parallèle à la direction de la pression hydrostatique.

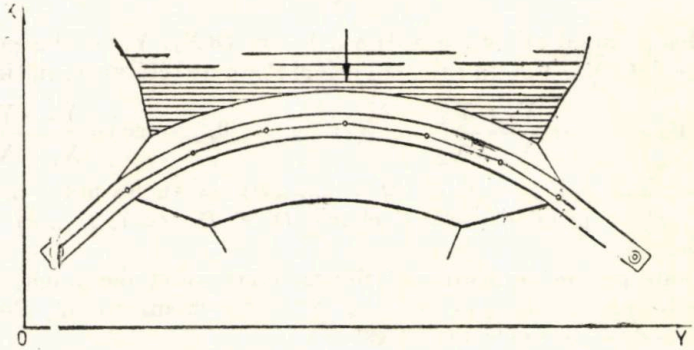


Fig. 1

Les points du cheminement, qui représentent les points de contrôle i, ($i=1, 2,..., n-1$), sont encastrés sur la crète du barrage et assument les déformations et les déplacements horizontaux du barrage. Cette méthode implique des mesures cycliques, de précision, des angles horizontaux et des côtés.

Dans la pratique courante on calcule les coordonnées rectangulaires des points de contrôle (de cheminement) dans chaque cycle d'observations. Les composants du vecteur déformation

horizontale le long des deux axes s'expriment par la différence des coordonnées. Pour le point de contrôle i elles sont :

$$\delta x_i = X'_i - X_i, \qquad \delta y_i = Y'_i - Y_i,$$

où : X_i et Y_i représentent les coordonnées dans le cycle initial, X'_i et Y'_i — les coordonnées dans le cycle actuel.

Ce procédé de calcul, un peu trop sophistiqué, nécessite un volume important de calculs. C'est la raison pour la quelle nous proposons dans ce qui suit un algorithme de calcul demirigoureux des composants du vecteur, en fonction directe des différences angulaires et linéaires données par les mesures effectuées dans les deux cycles d'observations.

2. L'algorithme proposé

On considère le cheminement planimétrique de précision appuyé sur les points fixes B et C ayant les coordonnées connues et les points de cheminement (de contrôle) $1, 2, \ldots, i, \ldots, n-1$ (Fig. 2). En utilisant les coordonnées

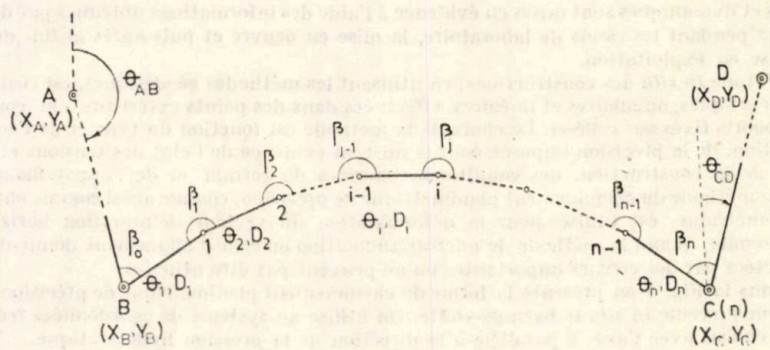


Fig. 2

connues des points d'orientation $A(X_A, Y_A)$ et $D(X_D, Y_D)$ et des points d'appui $B(X_B, Y_B)$ et $C(X_C, Y_C)$ on calcule l'orientation de référence, initiale et finale :

$$(1) \qquad \theta_{AB} = \operatorname{arc\,tg} \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}, \qquad (2) \qquad \theta_{CD} = \operatorname{arc\,tg} \frac{Y_D - Y_C}{X_D - X_C}.$$

On désigne par β_j et β'_j, $(j = 0, 1, 2, \ldots, n)$, les angles horizontaux mesurés dans les cycles initial et actuel, et par D_i et D'_i, $(i = 1, 2, \ldots, n)$, les distances horzontales.

À l'aide de l'orientation initiale de référence et des angles horizontaux on calcule les orientations de tous les côtés du cheminement. Pour le côté i, l'orientation dans le cycle initial est :

$$(3) \qquad \theta_i = \theta_{AB} - i.200^g + \sum_{j=0}^{i-1} \beta_j.$$

Dans le sycle actuel l'orientation des mêmes côtes est :

$$(4) \qquad \theta'_i = \theta_{AB} - i.200^g + \sum_{j=0}^{i-1} \beta'_j.$$

Comme suite des déformations horizontales et verticales du barrage qui ont lieu pendant l'intervalle de temps séparant les deux cycles d'observations, les valeurs mesurées des angles et des distances présentent des différences (proprement dit des augmentations). Par conséquent les orientations de chaque côté seront aussi différentes. Pour le côté i il résulte :

$$\overline{\Delta\theta}_i=\theta'_i-\theta_i=\sum_{j=0}^{i-1}(\beta'_j-\beta_j)=\sum_{j=0}^{i-1}\Delta\beta_j. \tag{5}$$

En admettant que la position des points et d'orientation reste théoriquement inchangée, la différence entre les orientations finales de référence devra être nule :

$$\overline{\Delta\theta}_{CD}=\theta'_{CD}-\theta_{CD}=\sum_{j=0}^{n}\Delta\beta_j=0, \tag{6}$$

mais, comme suite des erreurs inhérentes de mesure, produites dans les deux cycles d'observations, il resultera une erreur de fermeture par différence d'orientation :

$$f_\theta=\overline{\Delta\theta}_{CD}=\sum_{j=0}^{n}\Delta\beta_j. \tag{7}$$

La correction totale et la correction unitaire sont

$$C_\theta=-f_\theta,\quad K_\theta=\frac{C_\theta}{n+1}=-\frac{f_\theta}{n+1}. \tag{8}$$

La différence d'orientation compensée, pour le côté i, est

$$\Delta\theta_i=\sum_{j=0}^{i-1}(\Delta\beta_j+K_\theta). \tag{9}$$

Pour le contrôle de la compensation des différences d'orientation on utilise la relation

$$\Delta\theta_{CD}=\overline{\Delta\theta}_{CD}+C_\theta=\sum_{j=0}^{n}(\Delta\beta_j+K_\theta)=0. \tag{10}$$

Les coordonnées du point i du cycle initial, calculées par rapport aux coordonnées du point précédent, $i-1$, sont exprimées par les formules :

$$X_i=X_{i-1}+\Delta X_{i-1,i}=X_{i-1}+D_i\cos\theta_i, \tag{11}$$

$$Y_i=Y_{i-1}+\Delta Y_{i-1,i}=Y_{i-1}+D_i\sin\theta_i, \tag{12}$$

pendant que pour le cycle actuel on peut écrire

$$X'_i=X'_{i-1}+\Delta X'_{i-1,i}=X'_{i-1}+D'_i\cos\theta'_i, \tag{13}$$

$$Y'_i=Y'_{i-1}+\Delta Y'_{i-1,i}=Y'_{i-1}+D'_i\sin\theta'_i. \tag{14}$$

Les deux composants du vecteur déformation horizontale du même point sont

$$\overline{\delta x}_i=X'_i-X_i=\overline{\delta x}_{i-1}+(D'_i\cos\theta'_i-D_i\cos\theta_i), \tag{15}$$

$$\overline{\delta y}_i = Y'_i - Y_i = \overline{\delta y}_{i-1} + (D'_i \sin \theta'_i - D_i \sin \theta_i). \tag{16}$$

Dans les relations (15) et (16), les composants dans les points i et $i-1$ sont surlignées en tant que valeurs provisoires, affectées par des erreurs de mesure. Vu qu'on peut écrire $\theta'_i = \theta_i + \Delta\theta_i$ et $D'_i = D_i + \Delta D_i$, les composants deviennent:

$$\overline{\delta x}_i = \overline{\delta x}_{i-1} + [(D_i + \Delta D_i) \cos (\theta_i + \Delta\theta_i) - D_i \cos \theta_i], \tag{17}$$

$$\overline{\delta y}_i = \overline{\delta y}_{i-1} + [(D_i + \Delta D_i) \sin (\theta_i + \Delta\theta_i) - D_i \sin \theta_i]. \tag{18}$$

En développant en séries les fonctions trigonométriques et tenant compte que les différences d'orientations sont petites, on peut utiliser les approximations $\cos \Delta\theta_i \approx 1$ et $\sin \Delta\theta_i \approx 0$, de sorte que:

$$\cos (\theta_i + \Delta\theta_i) \approx \cos \theta_i, \quad \sin (\theta_i + \Delta\theta_i) \approx \sin \theta_i. \tag{19}$$

Ainsi, les composants du vecteur déformation horizontale peuvent être écrites sous la forme:

$$\overline{\delta x}_i = \overline{\delta x}_{i-1} + [\Delta X_i (\cos \Delta\theta_i - 1) - \Delta Y_i \sin \Delta\theta_i + \Delta D_i \cos \theta_i], \tag{20}$$

$$\overline{\delta y}_i = \overline{\delta y}_{i-1} + [\Delta Y_i (\cos \Delta\theta_i - 1) + \Delta X_i \sin \Delta\theta_i + \Delta D_i \sin \theta_i]. \tag{21}$$

En remarquant que les valeurs des composants ne peuvent pas dépasser 10 cm et que les distances ont sous 100 m, nous pouvons apprécier que $\cos \Delta\theta_i - 1 \approx 0$ et $\sin \Delta\theta_i \approx \Delta\theta_i^{cc} / \rho^{cc}$ et donc les relations (20) et (21) deviennent

$$\overline{\delta x}_i = \overline{\delta x}_{i-1} + \left(-\Delta Y_i \frac{\Delta\theta_i}{\rho} + \Delta D_i \cos \theta_i \right), \tag{22}$$

$$\overline{\delta y}_i = \overline{\delta y}_{i-1} + \left(\Delta x_i \frac{\Delta\theta_i}{\rho} + \Delta D_i \sin \theta_i \right). \tag{23}$$

Les valeurs des composants du vecteur déformation horizontale du point i, calculées par rapport au premier point d'appui du cheminement, vont être exprimées par les formules

$$\overline{\delta x}_i = \sum_{k=1}^{i} \left(-\Delta Y_k \frac{\Delta\theta_k}{\rho} + \Delta D_k \cos \theta_k \right), \tag{24}$$

$$\overline{\delta y}_i = \sum_{k=1}^{i} \left(\Delta X_k \frac{\Delta\theta_k}{\rho} + \Delta D_k \sin \theta_k \right), \tag{25}$$

où $k = 1, 2, \ldots, n$.

Dans ces relations, les grandeurs ΔX_k, ΔY_k, $\cos \theta_k$ et $\sin \theta_k$ sont calculées avec les éléments mesurés dans le cycle initial et restent constantes pour tous les cycles suivants. Par contrôle les grandeurs $\Delta\theta_k$ et ΔD_k sont modifiées à chaque cycle d'observations à cause des déformations du barrage et des erreurs de mesure. Pour obtenir les composants exprimées en milimètres, avec une précision de 0,01 mm, on doit aussi exprimer en milimètres les grandeurs linéaires (distances et coordonnées relatives). Également pour obtenir directement en secondes la différence des orientations $\Delta\theta_k^{cc}$, on doit introduire dans les termes constants le module de transformation $\rho^{cc} = 636\,620$, de sorte que les relations qui donnent les composants deviennent:

$$\overline{\delta x}_i = \sum_{k=1}^{i} \left(-\frac{\Delta Y_k}{\rho} \Delta\theta_k^{cc} + \Delta D_k \cos\theta_k \right), \tag{26}$$

$$\overline{\delta y}_i = \sum_{k=1}^{i} \left(\frac{\Delta X_k}{\rho} \Delta\theta_k^{cc} + \Delta D_k \sin\theta_k \right). \tag{27}$$

Ayant en vue que le point d'appui final C ne change pas de position, les composants du vecteur déformation horizontale doivent être égales à zero dans ce point :

$$\overline{\delta x}_n = \overline{\delta x}_c = 0, \tag{28}$$

$$\overline{\delta y}_n = \overline{\delta y}_c = 0, \tag{29}$$

mais, compte tenu des erreurs introduites par les mesures des angles et des distances dans les deux cycles d'observations, vont être enregistrées les erreurs de fermeture par composants :

$$f_X = \overline{\delta x}_n = \sum_{k=1}^{n} \left(-\frac{\Delta Y_k}{\rho} \Delta\theta_k^{cc} + \Delta D_k \cos\theta_k \right), \tag{30}$$

$$f_Y = \overline{\delta y}_n = \sum_{k=1}^{n} \left(\frac{\Delta X_k}{\rho} \Delta\theta_k^{cc} + \Delta D_k \sin\theta_k \right). \tag{31}$$

Les corrections totales

$$C_X = -f_X, \tag{32}$$

$$C_Y = -f_Y, \tag{33}$$

sont réparties proportionellement avec les longueurs des côtés du cheminement :

$$K_X = -\frac{f_X}{\sum_{k=1}^{n} D_k}, \tag{34}$$

$$K_Y = -\frac{f_Y}{\sum_{k=1}^{n} D_k}. \tag{35}$$

Les valeurs compensées des composants du vecteur déformation horizontale du point i sont donc données par les relations finales

$$\delta x_i = \sum_{k=1}^{i} \left(-\frac{\Delta Y_k}{\rho} \Delta\theta_k^{cc} + \Delta D_k \cos\theta_k + D_k K_X \right), \tag{36}$$

$$\delta y_i = \sum_{k=1}^{i} \left(\frac{\Delta X_k}{\rho} \Delta\theta_k^{cc} + \Delta D_k \sin\theta_k + D_k K_Y \right), \tag{37}$$

où $i = 1, 2, \ldots, n$.

Le contrôle de la compensation des composants est réalisé par

$$\delta x_n = \delta x_c = 0, \tag{38}$$

$$\delta y_n = \delta y_c = 0. \tag{39}$$

Les valeurs des vecteurs déformations horizontales et des orientations dans leur plan doivent être calculées à l'aide de

$$L_i = \sqrt{\delta x_i^2 + \delta y_i^2}, \tag{40}$$

$$\theta_{L_i} = \operatorname{arc\,tg} \frac{\delta y_i}{\delta x_i}. \tag{41}$$

De cette manière le problème est complètement résolu.

3. Méthodes numériques de calcul

Les formules (36), (37), (40) et (41) sont adéquates pour écrire un programme en langage BASIC pour un calculateur personnel, qu'on présentera dans la deuxième partie de cette étude. Si on utilise un miniordinateur, le calcul des composants est très simple, de point en point, dans la succession suivante :

On utilise les éléments mesurées dans le cycle initial pour calculer les orientations des côtés du cheminement, à l'aide de la relation (3). Puis on doit calculer les valeurs naturelles des fonctions trigonométriques $\sin \theta_i$ et $\cos \theta_i$ et de même les coordonnées relatives des points du cheminement.

$$\Delta X_i = D_i \cos \theta_i, \qquad (42)$$

$$\Delta Y_i = D_i \sin \theta_i, \qquad (43)$$

et des rapports $\Delta X_i/\rho$ et $\Delta Y_i/\rho$.

Dans le cycle actuel on évalue les différences d'orientation compensées pour chaque lecture, $\Delta\theta_i$, en utilisant la relation (9), puis les différences dans les distances, ΔD_i, les corrections unitaires, K_X et K_Y, à l'aide des relations (34) et (35). Sur cette base on peut calculer les valeurs des composants du vecteur déformation horizontale, de point en point, à l'aide des relations matricielles :

$$\begin{bmatrix} \delta x_i \\ \delta y_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta x_{i-1} \\ \delta y_{i-1} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\frac{\Delta Y_i}{\rho} & \cos \theta_i \\ \frac{\Delta X_i}{\rho} & \sin \theta_i \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta \theta_i^{cc} \\ \Delta D_i \end{bmatrix} + D_i \begin{bmatrix} K_X \\ K_Y \end{bmatrix}. \qquad (44)$$

Sous forme synthétique on obtient

$$X_i = X_{i-1} + Z_i L_i + D_i K_X. \qquad (45)$$

Les éléments de la matrice Z_i sont calculées l'aide des résultats des mesures dans le cycle initial et restent constantes durant tous les cycles ultérieurs, de même que le scalaire D_i. Le vecteur attaché aux termes libres, L_i, et le vecteur des corrections, K_X, sont différents dans chaque cycle d'observations, fonction des différences angulaires et linéaires $\Delta\theta$ et ΔD.

Avec les composants obtenus de cette façon on détermine ensuite les valeurs des vecteurs déformations horizontales et les orientations dans leurs plan, à l'aide des relations (40) et (41).

Dans la seconde partie de cette étude on va présenter le procédé de calcul des déformations horizontales pour le cas général dans lequel les points d'appui du cheminement se déplacent dans leur plan entre les deux cycles de mesures ; on présentera aussi le procédé pour l'estimation de la précision des résultats obtenus.

Reçue le 2 avril 1990

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et
de Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Platek A., *Przyblizony sposob wyznaczania poziomych przesuniec punktow sieciach poligonowych na podstawie roznic obserwacyi okresowych.* Geodezja i Kartografia, *2* (1969).
2. Nistor Gh., *Asupra unor metode topografo-geodezice de urmărire a comportării construcțiilor.* Thèse de doctorat, Univ. de Brașov, 1979.

ALGORITM DE CALCUL AL DEFORMAȚIILOR ȘI DEPLASĂRILOR ORIZONTALE ALE BARAJELOR ÎN ARC FOLOSIND DRUMUIREA PLANIMETRICĂ DE PRECIZIE (I)

(Rezumat)

Se prezintă un algoritm de calcul al deformațiilor și deplasărilor orizontale ale barajelor în arc, în funcție directă de diferențele unghiulare și liniare, rezultate din măsurătorile ciclice ale unei drumuiri planimetrice de precizie, pentru cazul în care poziția punctelor de sprijin a rămas neschimbată.

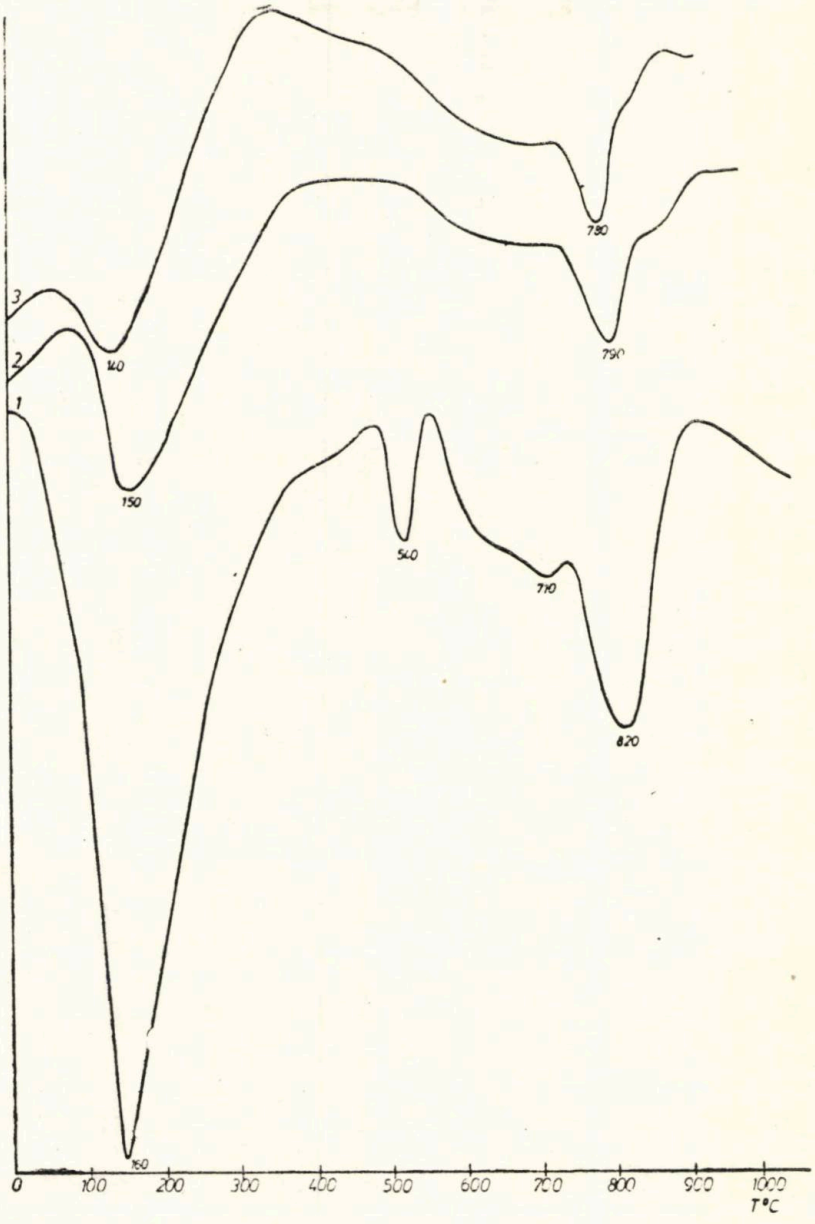
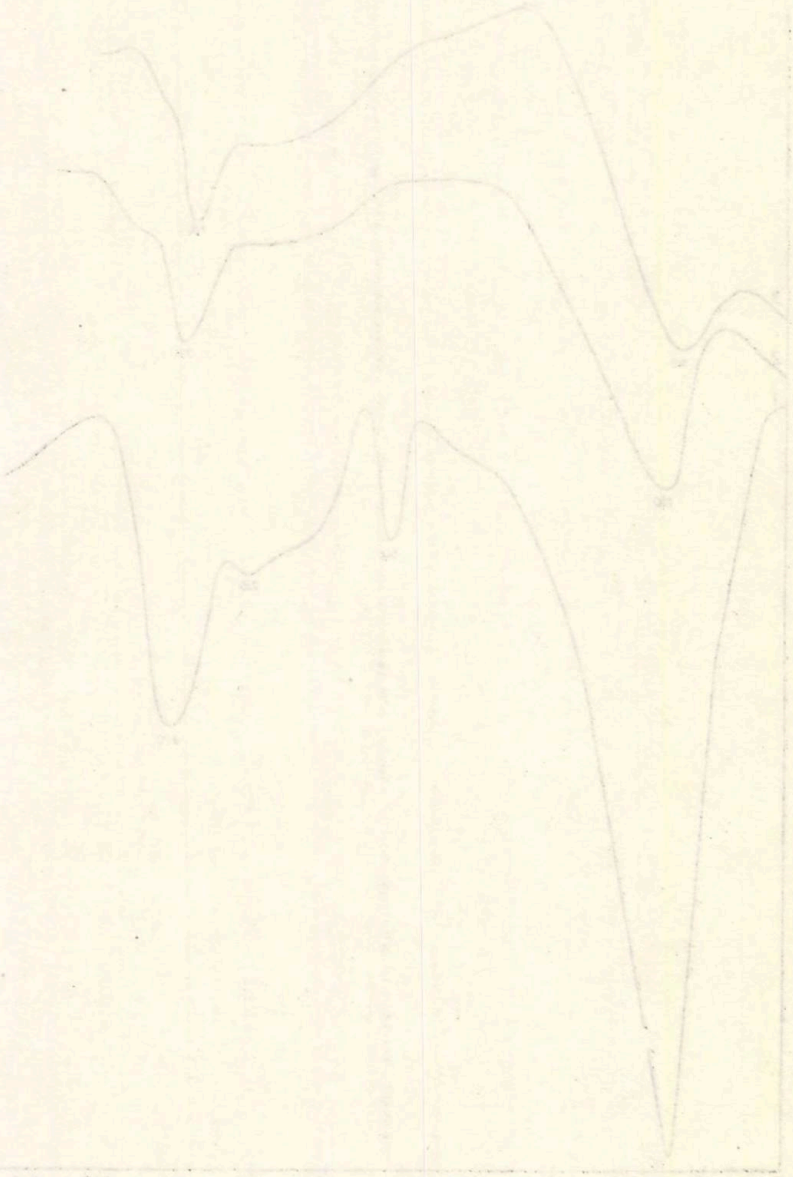


Fig. 1. — Les courbes ATD de l'épreuve témoin et de celles soumises à l'attaque avec de l'agent corrosif : *1* — épreuve témoin nonattaquée ; *2* - attaque avec une solution de HNO_3 3 % pendant 3 mois ; *3* — attaque avec une solution de HNO_3 pendant 6 mois.



BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 691.5 ; 620.1

IDENTIFICATION DE QUELQUES PRODUITS OBTENUS PAR LA CORROSION DU CIMENT SILICEUX EN MILIEUX AGRÉSSIFS À AZOTE

PAR

ALINA GORINCIOIU

1. Introduction

Dans les milieux spécifiques à l'industrie des engrais chimiques à azote les éléments de construction en mortier ou béton à ciment siliceux sont soumis à un intense processus de corrosion. Quoique la composition de ces milieux corrosifs est complexe et quelque fois assez difficile à préciser et les processus sont amplifiés par les variations de température et d'humidité du milieu, on a constaté que les agents agressifs prédominants sont les oxides d'azote, l'ammoniaque, l'acide azotique, l'azotate d'ammonium et l'urée. Ces composants actionnent sur le béton sous forme de gaz, de solutions aqueuses de différentes concentrations et sous forme de poussières, tant à l'intérieur qu'à l'extérieur des constructions.

2. Action des composants à azote sur la pierre de ciment

Les études effectuées jusqu'à présent [1]...[4] ont montré que l'acide azotique, l'azotate d'ammonium et l'urée accusent l'agrésivité la plus puissante envers le béton.

Le mécanisme de l'action de ces composants est différent. Ainsi, *l'acide azotique*, sous forme de solutions de différentes concentrations dissout la pierre de ciment et réactionne avec les agregats calcalifères du béton. *L'azotate d'ammonium* est capable à actionner sous forme de solutions de différentes concentrations et sous forme de particules solides en état humide. Cette action se manifeste d'une façon complexe, tant par l'intermédiaire de l'ion ammonium (NH_4^+), que par l'ion azotate (NO_3^-). La corrosion se produit par la formation de l'azotate de calcium soluble et de l'ammoniaque qui quitte le système et par l'expansion du béton pris provoquée par le sel complexe du type $3CaO.Al_2O_3.Ca(NO_3)_2.10H_2O$.

L'urée exerce une action corrosive par l'intermédiaire de l'expansion du béton pris, par suite de l'apparition de sels complexes du type $(NO_3)_2.4CO(NH_2)_2$.

3. Le but des recherches effectuées. Conditions d'expérimentation

À l'encontre d'autres milieux agrésifs industriels (chlore, acide sulphurique, produits chlorosodiques) qui ont été étudiés, jusqu'à présent, par de nombreux auteurs, la corrosion produite par les composants à azote est moins

étudiée, les dates concernant le mécanisme en étant sommaires et quelquefois même contradictoires.

L'identification des composants de la corrosion de même que les modifications structurales de nature physico-chimique de la pierre de ciment permettent à préciser le mécanisme de la corrosion et à prendre les mesures de protection les plus efficaces et toutefois de restauration des éléments dégradés.

Dans ce but on a utilisé des méthodes d'analyse spécifiques pour l'étude des silicats à savoir, l'analyse thermique et la diffraction des rayons X, qui permettent surtout à évaluer les rapports entre les phases cristalline et amorphe qui existent dans la pierre de ciment pour différents intervalles d'exposition dans le milieu agressif.

On a confectionné, pour les essais, des cubes ayant le côté de 2 cm, de pâte de ciment sans addition de type B 55, ayant une consistance normale et la composition chimique et minéralogique connues. Après un durcissement initial de 28 jours en milieu humide, on a introduit les preuves en différentes solutions agréssives qui contiennent de l'azote. On a détaché la couche corrodée à des intervalles variables de temps en la préparant en vue des analyses à effectuer mentionnées ci-dessous.

4. Résultats de l'analyse thermique

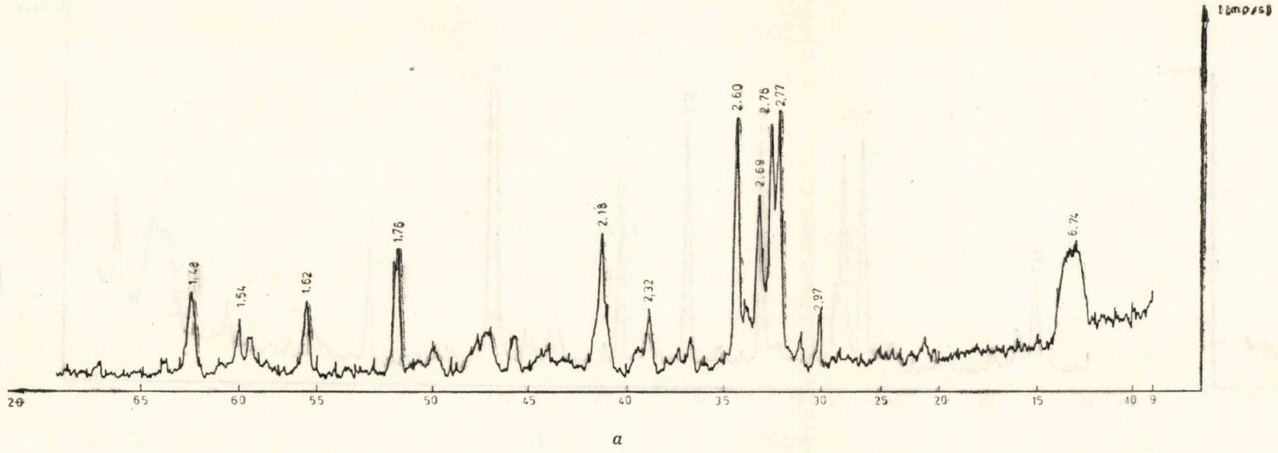
Si l'on analyse la courbe ATD d'un ciment siliceux de type alitique, sans addition, on observe trois effets endothermiques importants. Le premier, de grande intensité, situé dans l'intervalle de température 140°... 180°C, est attribué à la deshydratation partielle des gels tobermoritiques résultés à la suite de la hydratation des silicats de calcium ; le deuxième, que l'on peut placer dans l'intervalle 490°...540°C, est généré par la deshydratation de l'hydroxide de calcium formé par l'hydrolise des silicats de calcium ; le troisième effet, se trouvant dans l'intervalle 830° ... 860° C, est du à la décarbonatation du carbonate de calcium qui résulte de l'action du bioxide de carbon sur le hydroxide de calcium obtenu à la suite de l'hydrolise des composants minéralogiques du ciment.

Par l'examen de la courbe ATD de l'épreuve témoin de ciment nonattaqué par l'agent corrosif et de celles des épreuves soumises à l'attaque avec une solution d'acide azotique 3% pendant 3 mois et respectivement 6 mois (Fig. 1) on peut constater les modifications produites à la suite de l'attaque corrosif tant sur les composants géliques que sur ceux cristallins.

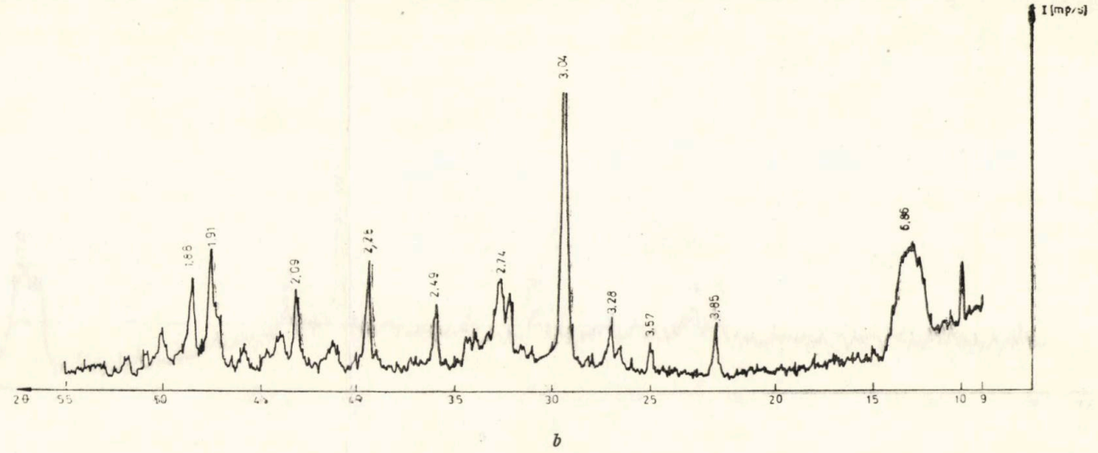
Face à l'épreuve de ciment hydraté nonattaqué, on peut observer sur les courbes ATD des épreuves exposées à l'attaque agressif une réduction accentuée du pic dû à la deshydratation des tobermorits et son déplacement vers des températures d'autant plus basses que la durée de l'attaque agressif et plus grande.

L'effet endotherme dû à la décomposition de l'hydroxide de calcium libre est diminué en raison de son élimination sous forme d'azotate de calcium facilement soluble par la réaction avec l'agent agressif.

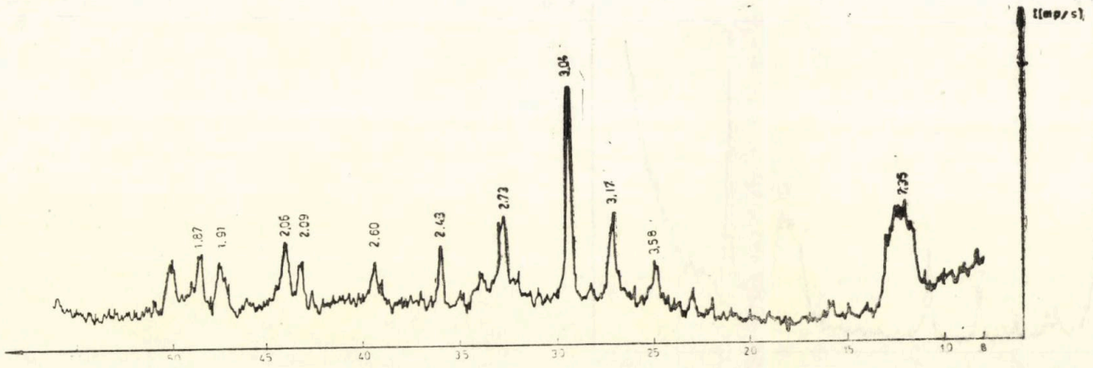
Quant à l'effet attribué à la décarbonatation du carbonate de calcium il est sensiblement diminué et déplacé vers des températures basses comme suite des processus de corrossion qui influencent surtout les composants du ciment



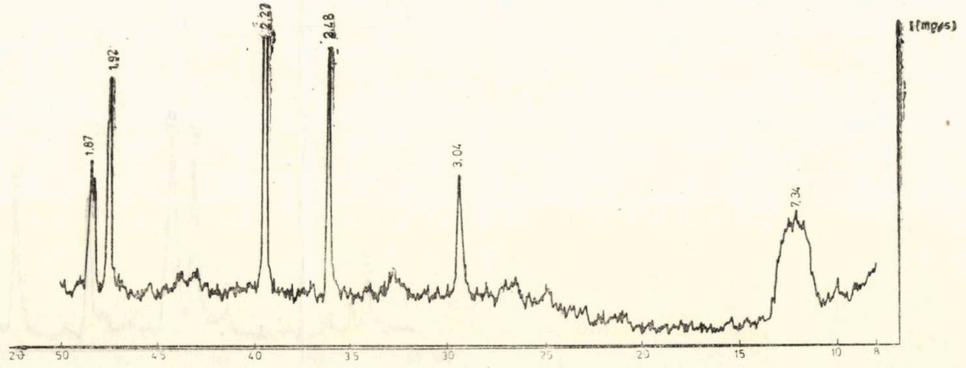
a



b

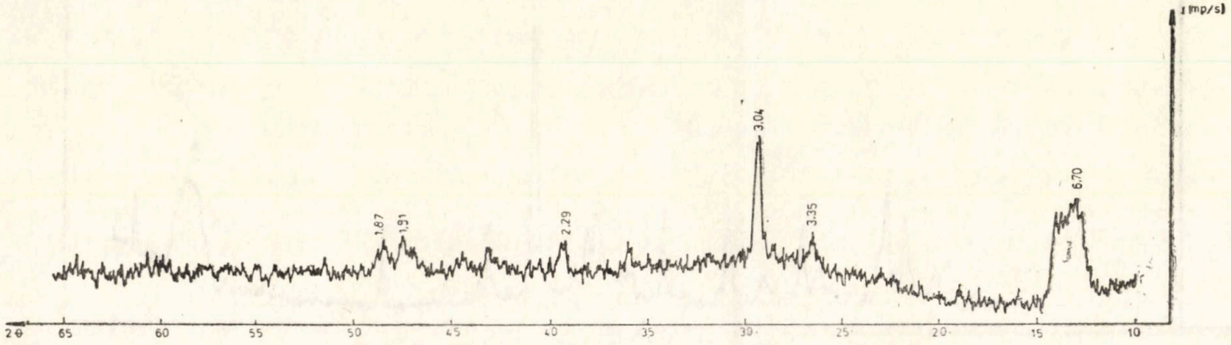


c

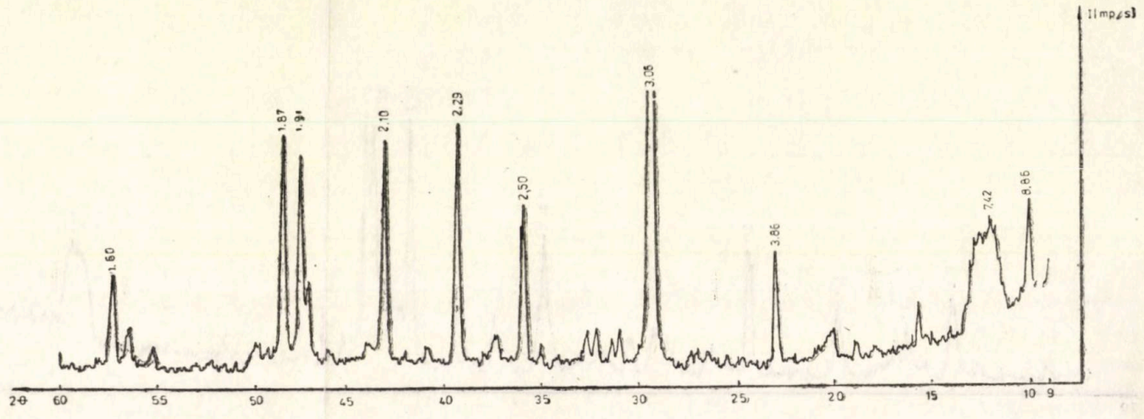


d

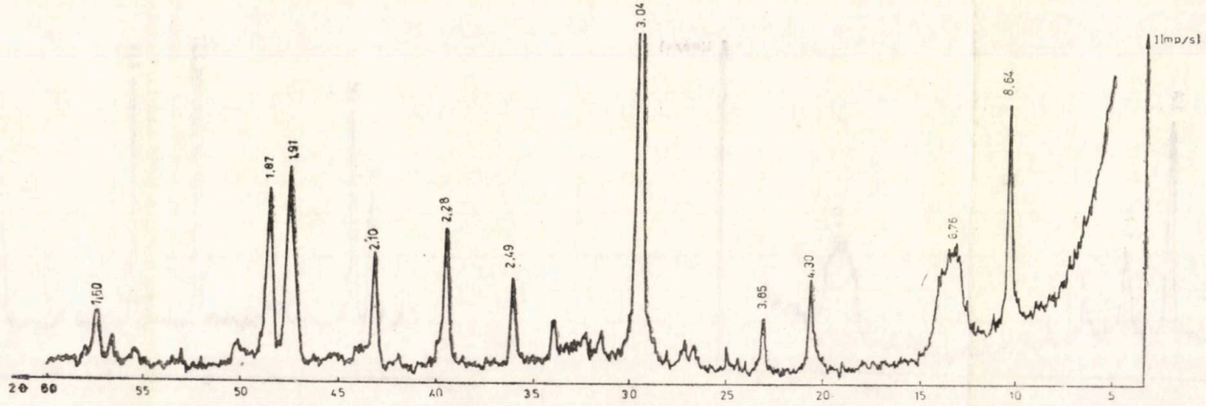
Fig. 2.—Les difractogrammes des épreuves étudiées : *a* — ciment de type BSS nonhydraté ; *b* — ciment du type BSS hydraté pendant 28 jours, pas corrodé ; *c* — ciment hydraté après 1 mois, attaqué avec une solution de HNO_3 3% ; *d* — ciment hydraté après 3 mois, attaqué avec une solution de HNO_3 3% ; *e* — ciment hydraté après 3 mois, attaqué avec une solution de NHO_3 3% ; *f* — ciment hydraté après 3 mois, attaqué avec une solution de NH_4NO_3 3% ; *g* — ciment hydraté après 6 mois, attaqué avec une solution de NH_4NO_3 3%.


I imp/s
1.87
1.91
2.29
3.04
3.35
6.70
2θ 65 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10

e


I imp/s
1.60
1.87
1.91
2.10
2.29
2.50
3.05
3.86
7.42
8.86
2θ 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 9

f


I imp/s
1.60
1.87
1.91
2.10
2.28
2.49
3.04
3.85
4.30
6.76
8.64
2θ 60 55 50 45 40 35 30 25 20 15 10 5

g

qui élibèrent dans le processus de hydratation — hydrolise les quantités les plus grandes de $Ca(OH)_2$.

5. Résultats de l'analyse roentgenographique

Afin d'étudier par voie diffractométrique les épreuves de ciment siliceux soumises à l'attaque agressif et l'épreuve témoin on a utilisé un difractomètre de rayons X de type DRON 20, à tube Roentgen ayant l'anode en cuivre, avec U=34 KV et I=20... 25 mA. On a pris, pour l'intervalle des angles de diffraction, les valeurs 2θ=5...60°. Quant aux épreuves on les a utilisé soit sous forme de poudres soit sous forme de plaquettes ayant les dimensions 1×2×2 cm.

Dans les Fig. 2 *a* ... 2 *g* on a représenté les diffractogrammes du ciment nonhydraté, du ciment hydraté mais pas corrodé et des épreuves soumises à l'attaque avec une solution d'acide azotique 3% et d'azotate d'ammonium 3%, pour différents intervalles de temps.

Compte tenu des valeurs des angles de diffraction, θ, on a calculé les distances interplanaires, *d*,]Å], et les intensités relatives, [Imp. /sec.].

On a procédé à l'identification des composants minéralogiques présents dans les épreuves analysées à l'aide des caractéristiques roentgenographiques des principaux composants présents dans les ciments, trouvées dans la littérature de specialité [5], [6].

Conformément aux diffractogrammes des épreuves soumises à l'attaque de l'agent agressif (solution HNO_3 3%) on peut mettre en évidence la modification de la structure cristalline par le déplacement et la diminution de l'intensité des pics de diffraction, au fur et à mesure que la durée de l'attaque corrosif augmente, comme suite de la destruction des composants de la pierre de ciment ayant un degré élevé de cristallinité.

Le pic qui correspond à la distance interplanaire d=3,04 Å, atribué au tobermorites des type CSH I et CSH II, est réduit graduellement au fur et à mesure que l'attaque corrosif devient plus intense, l'intensité en devenant faible après une exposition de 6 mois (Fig. 2 *e*).

Après une exposition de 3 mois, sur le diffractogramme apparaissent deux pics intenses à 2,27 Å et respectivement 2,48 Å, qu'on peut attribuer aux composants nouveaux formés dans la pierre de ciment à la suite du processus de corrosion (Fig. 2 *d*).

On observe, sur les diffractogrammes des épreuves attaquées avec une solution d'azotate d'ammonium 3% (Fig. 2 *f* et 2 *g*), à coté des pics qui correspondent aux distances interplanaires de 3,04 ; 2,05 ; 2,29 ; 2,10 ; 1,91 et 1,87 Å, caractéristiques aux composants qui existent même dans la pierre de ciment noncorrodée, l'apparition d'autres pics à 8,64 ; 4,30 et 1,60 Å. Ceux-ci correspondent aux formations cristallines nouvelles, d'azotate de calcium, ayant la forme de sels complexes, apparues à la suite de l'attaque agressif et qui favorisent la dégradation par expansion des mortiers et des bétons soumis à la corrosion sous l'action de l'azotate d'ammonium.

6. Conclusions

L'étude effectuée, concernant les produits qui apparaissent lors de la corrosion du ciment siliceux en milieux agréssifs à azote a abouti aux résultats suivants :

1. La corrosion de la pierre de ciment siliceux en solution d'acide azotique et d'azotate d'ammonium ayant différentes concentrations produit des modifications chimico-minéralogiques et structurales importantes.

2. On peut mettre en évidence l'apparition de nouveaux composants et la modification des rapports entre les phases cristalline et amorphe tant par l'analyse thermique que par la diffraction des rayons X.

3. Par voie de l'analyse thermique on a montré que l'attaque agressif avec de l'acide azotique se manifeste surtout dans le cas des hydrosilicats par la décalcification massive de ceux-ci, avec des conséquences concernant la compactité et les caractéristiques physico-mécaniques.

4. La diffraction par rayons X met en évidence la destruction en temps tant des formations cristallines que des gels tobermoritiques.

5. Dans le cas des épreuves attaquées avec des solutions d'azotate d'ammonium on a pu mettre en évidence les nouvelles formations cristallines sous forme d'azotates complexes qui contribuent esentiellement à la degradation par expansion des bétons se trouvant dans tels milieux.

Reçue le 4 avril 1990

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Béton armé,
Matériaux de Constructions et Technologie

BIBLIOGRAPHIE

1. Gautier R., *La corrosion par l'ion nitrate.* Corrosion, Traitements, Protection, Finition, **15**, 7, 342 (1967).
2. Teoreanu I., Moldovan V., Nicolescu L., *Durabilitatea betonului.* Ed. Tehnică, Bucureşti, 1982.
3. Lea F. M., *The Action of Ammonium Salts on Concrete.* Mag. of Concr. Res., **17**, *52*, 115 (1965).
4. Москвин В. М., Иванов Ф., Алексеев И.М., Бузеев А., *Коррозия бетона и железобетона; методы их защиты.* Стройиздат, Москва, 1980.
5. Mirkin L. M., *Handbook of X Ray Analysis of Polycristalline Materials*, New-York, 1964.
6. Smolczyk H. G., *Détermination par diffraction des rayons X des phases cristallines des clinkers de ciment Portland.* Zement, Kalk, Gips, *12*, 558 (1961).

IDENTIFICAREA UNOR PRODUSE REZULTATE PRIN COROZIUNEA CIMENTULUI SILICIOS ÎN MEDII AGRESIVE CU AZOT

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele analizelor reontgenografică şi termică efectuate asupra unor probe de ciment silicios supuse atacului unor soluţii agresive de acid azotic şi azotat de amoniu.

S-au constatat modificări structurale importante prin schimbarea raporturilor dintre fazele cristalină şi amorfă şi s-a evidenţiat faptul că cei doi agenţi agresivi menţionaţi acţionează prin mecanisme de coroziune diferite. Astfel, acidul azotic distruge atit formaţiunile cristaline cît şi cele gelice şi decalcifiază piatra de ciment, pe cînd azotatul de amoniu determină apariţia unor formaţiuni cristaline noi ce produc expansiunea cimentului întărit.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 621.64

CONTRIBUTIONS À L'ÉTABLISSEMENT DU MODÈLE MATHÉMATIQUE DU MOUVEMENT NON PERMANENT DANS LES CONDUITES À GRANDE ÉLASTICITÉ

PAR

ȘT. POPESCU, OVIDIU ALEXANDRESCU et DOBRICĂ LEU

1. Introduction

Dans ce qui suit on déduit les expressions générales pour la célérité, l'équation de continuité et l'équation dynamique de l'onde dans les conduites à grande elasticité, lesquelles, par des particularisations adéquates, conduisent aux rélations acceptées dans la literature de specialité [1], [2] pour des conduites pratiquement rigides.

Finalement on déduit le système d'équations différentielles ordinaires équivalentes aux équations de continuité et de la dynamique de l'onde.

2. Les relations entre les ondes associées

On considère un tronçon d'une conduite horizontale ayant des caractéristiques géometriques et élastiques constantes, dans laquelle se propage une onde $D(t)$ (Fig. 1).

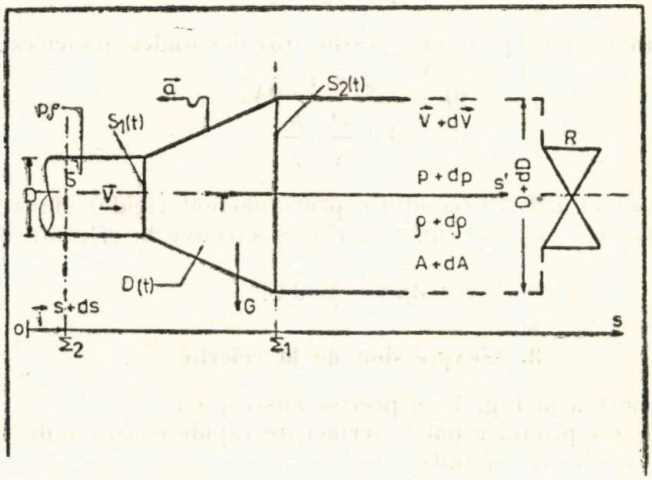


Fig. 1. — Schéma de calcul pour un tronçon de conduit à grande élasticité.

Par rapport au référentiel mobil $O's'$, la vitesse amont de la section $S_1(t)$, $\mathbf{V}_1$, et la vitesse aval de la séction $S_2(t)$, $\mathbf{V}_2$, ont respectivement les valeurs :

$$\mathbf{V}_1=\mathbf{V}=-\mathbf{c} \text{ et } \mathbf{V}_2=\mathbf{V}+d\mathbf{V}=d\mathbf{V}-\mathbf{c}, \tag{1}$$

où $\mathbf{c}$ est la célérité.

En appliquant le théorème de la quantité du mouvement pour le domaine $D(t)$, après integration il en résulte :

$$\beta_2(\rho+d\rho)(A+dA)\mathbf{V}_2(\mathbf{V}_2\cdot\mathbf{i})-\beta_1\rho A\mathbf{V}_1(\mathbf{V}_1\cdot\mathbf{i})=\mathbf{P}_1+\mathbf{P}_2+\mathbf{G}, \tag{2}$$

où ρ représente la densité du liquide et A — la surface de la section $S_1(t)$.

Les forces de pression $\mathbf{P}_1$, $\mathbf{P}_2$, ainsi que la force $\mathbf{G}$ satisfont aux relations :

$$\mathbf{P}_1=pA\mathbf{i},\ \mathbf{P}_2=-(p+dp)(A+dA)\mathbf{i},\ \mathbf{G}\perp\mathbf{i}. \tag{3}$$

La condition d'invariance de la masse du domaine $D(t)$ conduit à la relation :

$$\rho A\mathbf{V}_1\cdot\mathbf{i}=(\rho+d\rho)(A+dA)\mathbf{V}_2\cdot\mathbf{i}. \tag{4}$$

Acceptant l'hypothèse de l'invariabilité du coefficient de Boussinesq dans les séctions $S_1(t)$ et $S_2(t)$ ($\beta_1=\beta_2=\beta$), en introduisant dans l'équation (2) les relations (1), (3) et (4), après la multiplication avec le verseur $\mathbf{i}$ et tous calculs effectuées, on obtient :

$$dp+\frac{dA}{A}=\beta\rho(\mathbf{c}\cdot\mathbf{i})dV. \tag{5}$$

Ayant en vue que pour les canaux circulaires au diamètre intérieur D, à l'epaisseur δ et au module Young du matériel E, dans le domaine linéaire des déformations on a :

$$\frac{dA}{A}=\frac{D}{\delta}\cdot\frac{dp}{E}, \tag{6}$$

on obtient, finalement, pour l'expression (5) des ondes associées :

$$dp=\frac{\beta\rho\mathbf{c}\cdot\mathbf{i}}{1+\frac{D}{\delta}\cdot\frac{p}{E}}dV. \tag{7}$$

Pour $\beta=1$ et $p/E\cong 0$ (conduite pratiquement rigide), dans le cas d'une onde inverse ($\mathbf{c}\cdot\mathbf{i}=-c$), de l'équation (7) on retrouve la rélation de Jukovski :

$$dp=-\rho c\,dV.$$

3. L'expression de la célérité

Par rapport à la Fig. 1 on précise aussi que :

a) l'onde est produite par la fermeture rapide et totale du robinet R de l'extrémité aval de la conduite

$$V+dV=0,\ \mathbf{c}\cdot\mathbf{i}=-c; \tag{8}$$

b) rapportées au référentiel fixe Os, on considère deux surfaces de contrôle Σ_1, Σ_2, repérées par les ordonnées s, respectivement $s+\mathrm{d}s$;

c) la séction $S_2(t)$ coïncide à Σ_1 et la séction $S_2(t+\mathrm{d}t)$, à Σ_2.

En appliquant le principe de la continuité pour la masse du liquide contenue entre les sections de contrôle, il en résulte :

$$\rho V \mathrm{d}t = |\mathrm{d}s| \left(\mathrm{d}\rho + \rho \frac{\mathrm{d}A}{A} \right). \tag{9}$$

Ensuite, en utilisant la loi de la compressibilité isothèrme

$$\varepsilon \, \mathrm{d}\rho = \rho \, \mathrm{d}p, \tag{10}$$

où ε représente le module d'elasticité du liquide et les équations cinématiques :

$$|\mathrm{d}s| = a \, . \, \mathrm{d}t, \quad a = c - V,$$

des relations (6)...(9), tous calculs effectués, il résulte une expression généralisée pour la célérité :

$$c = \frac{V}{2} + \frac{c_0}{\sqrt{\beta}} \sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} \cdot \frac{D}{\delta}} \sqrt{1 + \frac{D}{\delta} \cdot \frac{p}{E}}, \tag{11}$$

où $c_0 = \sqrt{\varepsilon/\rho}$ représente la vitesse du son dans le liquide respectif.

Pour $\beta = 1$, $p/E \ll 1$ et $V \ll c_0$ et à partir de la relation (11) il résulte la formule de la célérité proposée par Jukovski [1].

4. L'équation de continuité

L'équation de continuité, dans le mouvement non permanent, pour un courant unidimensionel de fluid compressible, limité par des murs élastiques, est de la forme :

$$\frac{\partial(\rho Q)}{\partial s} + \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} = 0, \tag{12}$$

où $Q = Q(t, s)$, $\rho = \rho(p(t, s))$, $A = A(p(t, s))$.

En utilisant les règles de dérivation des fonctions composées à plusieurs variables et les relations (6), (10), l'équation (12) permet à écrire :

$$Q \frac{\rho}{\varepsilon} \cdot \frac{\partial p}{\partial s} + \rho \frac{\partial Q}{\partial s} + A \frac{\rho}{\varepsilon} (1 + \varkappa) \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \tag{13}$$

où l'on a noté

$$\varkappa = \frac{D}{\delta} \cdot \frac{\varepsilon}{E}. \tag{14}$$

Ensuite, en utilisant la dépendance entre la pression p, la charge piézomètrique H et la cote de l'axe du courant z :

$$p(t, s) = \gamma H(t, s) - \gamma z(s), \tag{15}$$

on obtient la suivante expression généralisée de l'équation de continuité :

$$A(1+\varkappa)\frac{\partial H}{\partial t}+Q\frac{\partial H}{\partial s}+\frac{c_0^2}{g}\cdot\frac{\partial Q}{\partial s}+QI=0, \tag{16}$$

où I représente la pente de l'axe de la conduite,

$$I=-\frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}s},\quad 0\leqslant|I|\leqslant 1. \tag{17}$$

Pour $\gamma H/E\ll 1$, $V\ll c$, $\beta=1$, $I\cong 0$ et $\partial H/\partial s\ll\partial H/\partial t$, en utilisant aussi la relation (11), on obtient l'équation de continuité acceptée usuellement pour les conduites rigides :

$$\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{c^2}{gA}\cdot\frac{\partial Q}{\partial s}=0.$$

5. L'équation dynamique de l'onde

L'équation dynamique de l'onde, en régime non permanent, pour un tube de courant [2], est de la forme :

$$\frac{\partial H}{\partial s}+\frac{\beta}{g}\cdot\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{\alpha}{2g}\cdot\frac{\partial V^2}{\partial s}+J=0, \tag{18}$$

où la pante hydraulique J peut être exprimée en fonction de la résistance (hydraulique) spécifique S_0 et le débit ;

$$J=S_0Q|Q|.$$

Ensuite, puisque $V=Q/A$, en utilisant les relations (6), (14), (17) et les règles usuelles de calcul différentiel, on reévalue les dérivées $\partial V/\partial t$ et $\partial V^2/\partial s$ dans la relation (17), en résultant la suivante expression généralisée pour l'équation dynamique de l'onde :

$$\left(1-\alpha\rho\frac{D}{\delta E}\cdot\frac{Q^2}{A^2}\right)\frac{\partial H}{\partial s}-\beta\rho\frac{D}{\delta E}\cdot\frac{Q}{A}\cdot\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{\beta}{gA}\cdot\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\alpha}{g}\cdot\frac{Q}{A^2}\cdot\frac{\partial Q}{\partial s}+ \tag{19}$$
$$+J-\alpha\rho\frac{D}{\delta E}\cdot\frac{Q^2}{A^2}I=0.$$

6. Le système d'équations differéntielles équivalent

Le système d'équations différentielles à dérivées partielles (16), (19) ayant la matrice :

$$(20)\qquad \begin{bmatrix} A(1+\varkappa) & Q & 0 & \dfrac{c_0^2}{g} & QI \\ -\dfrac{\beta}{c_0^2}\varkappa\dfrac{Q}{A} & 1-\dfrac{\alpha}{c_0^2}\varkappa\dfrac{Q^2}{A^2} & \dfrac{\beta}{gA} & \dfrac{\alpha}{g}\cdot\dfrac{Q}{A^2} & J-\dfrac{\alpha}{c_0^2}\varkappa\dfrac{Q^2}{A^2}I \end{bmatrix},$$

conformément à la méthode des caractéristiques est équivalent au système suivant de quatre équations différentielles ordinaires quasi-linéaires :

$$(21)\qquad \begin{cases} \mathrm{d}s=\bar{\alpha}\,\mathrm{d}t, & \mathrm{d}H+p\,\mathrm{d}Q+r\,\mathrm{d}t=0, \\ \mathrm{d}s=\bar{\beta}\,\mathrm{d}t, & \mathrm{d}H+p'\mathrm{d}Q+r'\mathrm{d}t=0, \end{cases}$$

où

$$(22)\qquad \begin{cases} \bar{\alpha},\ \bar{\beta}=\dfrac{(1,4)+(2,3)\pm\sqrt{\Delta}}{2\,.\,(1,3),}, \\ p=\dfrac{(1,3)\bar{\alpha}-(2,3)}{(1,2),}, \quad r=\dfrac{(1,5)\bar{\alpha}-(2,5)}{(1,2)}, \\ p'=\dfrac{(1,3)\bar{\beta}-(2,3)}{(1,2),}, \quad r'=\dfrac{(1,5)\bar{\beta}-(2,5)}{(1,2),}, \end{cases}$$

et

$$(23)\qquad \Delta=[(1,4)+(2,3)]^2-4(1,3)\,(2,4)>0\,;$$

par (i,j) on a noté le déterminant qui contient les éléments des colonnes i et j de la matrice (20).

En acceptant, selon le cas, l'approximation $\alpha\cong\beta$, il résulte :

$$(1,2)\cong A(1+\varkappa)-\alpha\frac{\varkappa^2}{c_0^2}\cdot\frac{Q^2}{A^2}; \quad (1,3)=\frac{\beta}{g}(1+\varkappa)\,;$$

$$(1,4)\cong\frac{\alpha}{g}(1+2\varkappa)\frac{Q}{A}\,; \qquad (1,5)=A(1+\varkappa)J-\alpha\frac{\varkappa^2}{c_0^2}I\frac{Q^2}{A}\,;$$

$$(2,3)\cong\frac{\beta}{g}\cdot\frac{Q}{A}\,; \quad (2,4)=\frac{\alpha}{g}(1+\varkappa)\frac{Q^2}{A^2}-\frac{c_0^2}{g}\,; \qquad (2,5)=(J-I)\,Q\,;$$

$$\Delta=4\frac{\beta}{g^2}c_0^2-\frac{(2\alpha-1)}{g^2}\varkappa[\varkappa(2\alpha+1)+4\alpha]\frac{Q^2}{A^2}\,.$$

Ensuite, le système (21), avec les conditions à la limite propres au problème concret, peut être solutionné par des méthodes numériques usuelles.

Dans le cas des conduites aux murs epais et/ou encastrées à un bout ou aux deux bouts et/ou réalisées avec un matérial nonhomogène l'épaisseur effective δ sera substituée par l'épaisseur équivalente [2].

7. Conclusions

Les expressions déduites pour la célérité, l'équation de continuité et l'équation dynamique de l'onde, applicables aux conduites à grande élasticité, généralisent les relations usuelles de la littérature de specialité, mais elles

ont une forme plus complexe ; toutefois on peut dépasser cet impediment en utilisant des méthodes de calcul numériques et des calculateurs electroniques.

Reçue le 9 avril 1990

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique et Améliorations Foncières

BIBLIOGRAPHIE

1. Ionescu D. Gh., *Introducere în hidraulică.* Ed. Tehnică, Bucureşti, 1977.
2. Bartha I., Luca M., Popescu Şt., Popia A., *Hidraulică. Probleme.* Inst. polit., Iaşi, 1990.

CONTRIBUŢII LA STABILIREA MODELULUI MATEMATIC AL MIŞCĂRII NEPERMANENTE ÎN CONDUCTE CU ELASTICITATE MARE

(Rezumat)

Se deduc expresii generale pentru celeritate, ecuaţia de continuitate şi ecuaţia dinamică a undei în conducte cu elasticitate mare. Aplicînd metoda caracteristicilor se deduce sistemul de ecuaţii diferenţiale ordinare echivalent ecuaţiilor de continuitate şi dinamică ale undei.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 628.01

MODEL FOR DETERMINATION OF THE INITIAL DISCHARGE IN WATER SUPPLY NETWORK

BY

EMANOIL BÂRSAN and CĂLIN IGNAT

1. Introduction

Having in view the necessary conditions for the compensation of the water supply network (the discharge continuity at nodes and energy conservation on independent circuits), the hydraulic calculus of the network is realised by solving a system of nonlinear equations which can have as dimensions : the number of independent circuits M (the system of circuit equations), the node number N (the system of node equations) or the pipeline number T (the sistem of pipeline equations).

In our country, the analysis of the distribution network is mainly achieved by using the circuit equations and especially by Lobatchev—Cross method which deals separately with each independent circuit equation [3], [4].

Starting from the initial discharge distribution which satisfies the continuity condition at nodes and by which the network pipelines are pre-dimensioned, the aim we have in view is the energy conservation satisfaction correcting successively the circuit discharges. The calculus is manually or automatically effectuated and has the advantage of using the smallest number of equations ($M=T-N+1$ equations). The calculus methods which use the circuit equations are superior to those that use the node equations, as the convergency and numeric stability [1].

In what follows we present a model for the determination of the initial discharge distribution with the aim of pre-dimensioning the pipeline water supply network and the way of application for a real example.

2. The Proposed Model

For determining the initial distribution of discharges on the network pipelines it is proposed the following model :

$$\min \sum_{i=1}^{T} l_i |q_i|^3 \tag{1}$$

with the conditions :

$$\sum_{j \in T_i} q_j = C_i, \tag{2}$$

where T, N are the specified above significations ; l_i, q_i — length and respectively discharge on the pipeline i ; T_i — the pipeline multitude which concur at node i ; C_i — consumption at node i.

In the given model (relations (1), (2)) a term from relation (1) signifies the product between the transportation mechanical works ($l_i q_i$) and the square discharge (q_i^2) of which there depends the loss head registered when passing the water through a given pipeline.

By models (1), (2) the network nodes are supplied on the shortest way (minimum loss head) and with a minimum effort of transportation (minimum mechanical work of transportation).

The water flow in the distribution network pipelines is ob'ained the continuity condition of the node discharges being respected(s. relation (2)).

For solving the optimum problem (1), (2), it was used the conditional gradients method [5]. Since this method implies the solving of a range of linear programming problems there were associated to each pipeline two variables corresponding to these two possible situations of the discharge circulation (upstream — downstream ; downstream — upstream).

Thus for i pipeline which links the nodes j and k there are introduced the variables x_{2i-1} and x_{2i} so that the discharge on the pipeline is given by $x_{2i-1}-x_{2i}$ and the variable q_i in the equilibrium restrictions of the discharges at the node (2) is substituted by $x_{2i-1}-x_{2i}$ in equation for node j and by $x_{2i-1}-x_{2i}$ in equation for node k. Obviously, it implies $x_1 \geqslant 0$.

The restriction matrix is generally a sparse one so that it can be stored in the internal memory of the computer using link list structures for each row.

In the PASCAL programme for the determination of optimum solution presented above, the structure of information for each nonzero element of the restriction matrix (2) consists of column index value, the value of matrix element and the address of the following recording.

This possibility of the information storage permits to work on compatible calculator IBM PC with memories of 640 ko of some large networks.

The solving algorithm starts by determining a basic admissible solution X_0, after that the iterative process of conditioned gradient method begins with this solution as initial element in making-up the objectiv function of the linear programming probleme ;

$$\min (\text{grad } F(X_0), Z), \qquad (3)$$

$$AZ = C, \qquad (4)$$

where F is the cubic objective function from (1).

In the following steps the determination of a basic admissible solution is no more necessary because there can be used the simplex problem solution from the anterior step.

3. Calculus Example

In Fig. 1 there is presented one of the water supply network of the Botoșani city ($T=113$ pipelines ; $N=73$ nodes). For each pipeline there is specified the length (l_i, [m]) and for each node, the consumption from the afferent zone (C_i, [l/s]).

By using the model (1), (2) there is obtained an initial distribution of the discharges on pipelines and the direction of water flowing (Fig. 1).

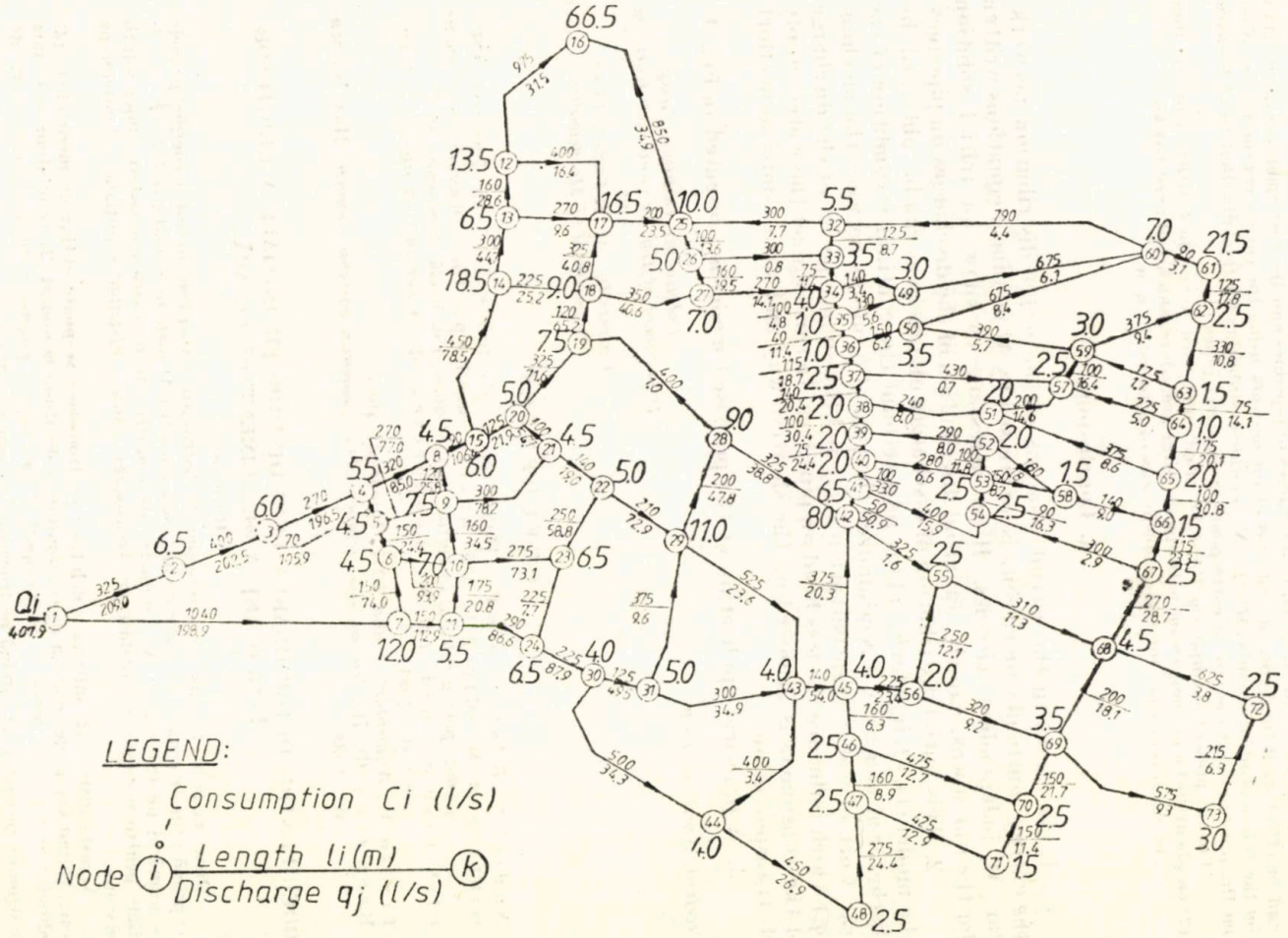

LEGEND:
Consumption Ci (l/s)
Node (i) Length li(m) (k)
Discharge qj (l/s)
Qi
409.9

Fig. 1

Using the table from [2, p. 125] it can be determined the corresponding diameters for the economical velocities.

With the initial distribution of discharges of pipelines and the corresponding diameters it can be effectuated the hydraulic calculus of the network using the energy continuity equations for the M independent circuits ($M = T - N + 1$) which establishes the final distribution of discharge on the pipelines and the size of corresponding diameter pipes [4].

For the present example the PASCAL programme used keeps the restrictive matrix from (2) on about 10 ko in comparison with the classical procedure which will need 164 ko.

The execution time for this problem was of arround 15 min.

4. Conclusions

1. As far as in the circuit analysis of the water distribution networks the energy continuity on circuits is expressed by M nonlinear equations written for M independent circuits. It is necessary to know an initial solution for the unknowns, namely an initial distribution of the discharges on pipelines.

2. This initial distribution of discharges on pipelines can be obtained by the model (1), (2) in which, taking into account the continuity condition of the discharge at nodes (2), it is minimized the sum of products between the mechanical work of water transportation ($l_i q_i$) and the square power of the discharge (q_i^2) which influence the loss head on pipelines. In this manner the water supply of the consumers is achieved on the shortest way and with a minimum effort of transportation.

3. A practical application of the proposed model is presented in Fig. 1.

Received, April 26, 1990

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydrotechnic Constructions
and
University „Al. I. Cuza", Jassy,
Department of Mathematics

REFERENCES

1. Andrei N., Răsturnoiu C., *Matrici rare și aplicațiile lor*. Ed. Tehn., București, 1983.
2. Giurconiu M., Mirel I., Păcurariu M., Popa Gh., *Diagrame, nomograme și tabele pentru calculul lucrărilor hidroedilitare*. Ed. Facla, Timișoara, 1977.
3. Pîslăraşu I., Rotaru N., Teodorescu M., *Alimentări cu apă*. Ed. Tehn., București, 1981.
4. Trofin P., *Alimentări cu apă*. EDP, București, 1983.
5. Васильев Ф. П., *Численные методы для решения задачи оптим*. Изд. Наука М., 1988.

MODEL PENTRU DETERMINAREA UNEI DISTRIBUȚII INIȚIALE A DEBITELOR ÎNTR-O REȚEA DE ALIMENTARE CU APĂ

(Rezumat)

Deoarece la analiza inelară a rețelelor de distribuție a apei continuitatea energiei pe inele se exprimă prin M ecuații neliniare de inel, scrise pentru M inele independente ($M = T - N + 1$; T — numărul de tronsoane ; N — numărul de noduri) este necesară cunoașterea unei soluții inițiale pentru necunoscute (debite pe tronsoane), adică o distribuție inițială a debitelor pe tronsoane.

Această distribuție inițială a debitelor pe tronsoane se poate obține cu modelul (1), (2) în care, ținînd seama de condiția de continuitate a debitului la noduri (2), se minimizează suma produselor dintre lucrul mecanic de transport al apei ($l_i q_i$) și puterea a doua a debitului (q_i^2) de care depinde pierderea de sarcină pe tronsoane, în vederea alimentării cu apă a consumatorilor pe drumul cel mai scurt și cu un efort minim de transport.

O aplicație practică a modelului propus este prezentată în Fig. 1.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.1

SOLUTION POUR L'AUGMENTATION DE L'EFFET HYDROLOGIQUE D'UN RÉSEAU DE CANAUX INCLINÉS

PAR

N. POPOVICI

1. Introduction

On considère [2] que la mesure dans laquelle les travaux d'aménagement contre l'érosion des bassins hydrographiques contribue à diminuer les processus torrentiels peut également être établie par l'intermédiaire de l'effet hydrologique EH (p%) ; celui-ci est défini en tant que différence entre le débit maximum Q_1 (p%) qui correspond à la pluie avec l'assurance (p%) dans un bassin hydrographique donné et les débits maxima Q_2 (p%), dans le même bassin, après un certain délais depuis l'exécution des travaux, dans le cas d'une pluie avec la même l'assurance (p%). On peut également utiliser, dans le même but, le coefficient de l'efficacité hydrologique (KH p%) en tant que rapport entre l'effet hydrologique EH(p%) et le débit maximum $Q_1(p\%)$ calculé dans le bassin sous travaux :

$$KH_{p\%} = EH_{p\%} : Q_{1p\%}.$$

Dans le cadre de ces aménagements, les travaux d'améliorations foncières (banquettes, canaux inclinés, canaux collecteurs et terrasses) peuvent jouer un rôle important dans la régularisation des écoulements en surface sur les versants et dans la modification du régime hydrologique des écoulements concentrés.

2. Objet de la recherche

Les recherches effectuées sur un réseau de canaux en pante, de longueurs importantes, exécutées pour l'interception et l'évacuation des eaux en excès dans les vignobles existant dans deux bassins hydrographiques du département de Vrancea avec des versants moyens de 4% et respectivement 10%, ont montré des augmentations des débits maxima à la partie inférieure des collecteurs de ces réseaux, après l'exécution des travaux par rapport à la situation initiale.

Les canaux à section transversale trapezoïdale simple ont été consolidés presque exclusivement au moyen d'un perré maçonné avec des longueurs comprises entre 280 et 970 m et des pentes longitudinales de 1...1,5%.

Dans les situations étudiées l'effet hydrologique des aménagements à canaux est pratiquement nul, le degré de péril de certains objectifs économiques situés au pieds des versants (terrains agricoles, systèmes hydroaméliouratifs, localités, voies de communications — Fig. 1 et 2) a augmenté — d'une

façon évidente et dans les formations de l'érosion en profondeur employées comme collecteurs des réseaux de canaux, sont apparus des processus de réactivation de l'érosion.

Pour la zone Cîrligele—Dălhăuţi on a constaté un accroissement du débit maximum avec l'assurance de 10% à la partie inférieure du collecteur (CE_v) avec $Q=0{,}94$ m³/s, et pour la zone Vîrteşcoi — Pietroasa (Fig. 3) a résulté un gain de débit $\Delta Q=5{,}0$ m³/s par rapport aux situations initiales, sans l'existence des réseaux de canaux.

Le phénomène signalé est justifié surtout par la réduction du délai de concentration des écoulements à la partie inférieure des surfaces de collection, après l'exécution du réseau de canaux.

3. Solution proposée

Si on envisage à aménager dans le cadre des aménagements complexes contre l'érosion des versants agricoles, des réseaux de canaux en pante de longueurs importantes, pour régulariser les écoulements superficiels, dans le but

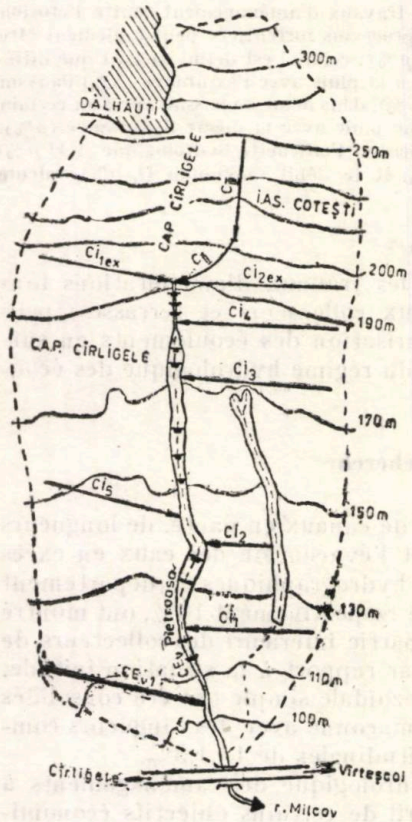


Fig. 3.—Esquisse du réseau de canaux dans la zone Vîrteşcoi—Pietroasa.

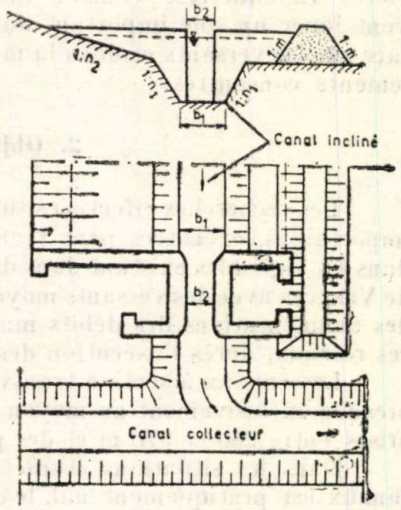


Fig. 4. — Diminution de la section d'un canal incliné par l'intermédiaire de parois verticals.

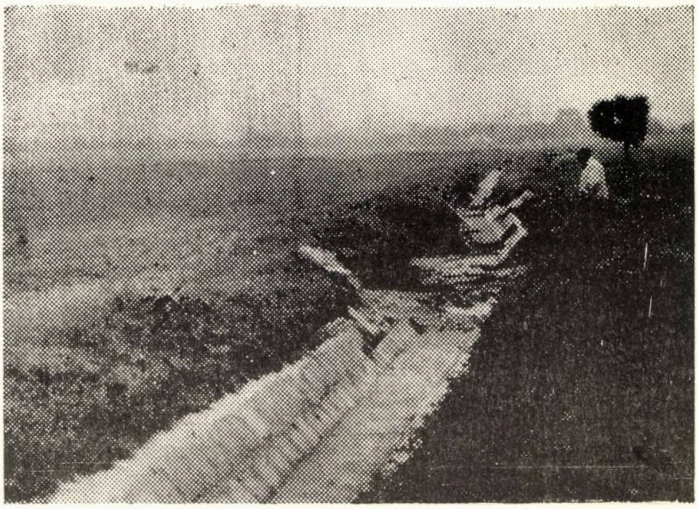


Fig. 1. — Destruction de la consolidation à dalles en béton du collecteur du réseau de canaux dans la zone Cîrligele—Dălhăuți.

Fig. 2. — Colmatage des terrains à la base du versant avec des alluvions amenées pendant les crues sur un collecteur du réseau de canaux.

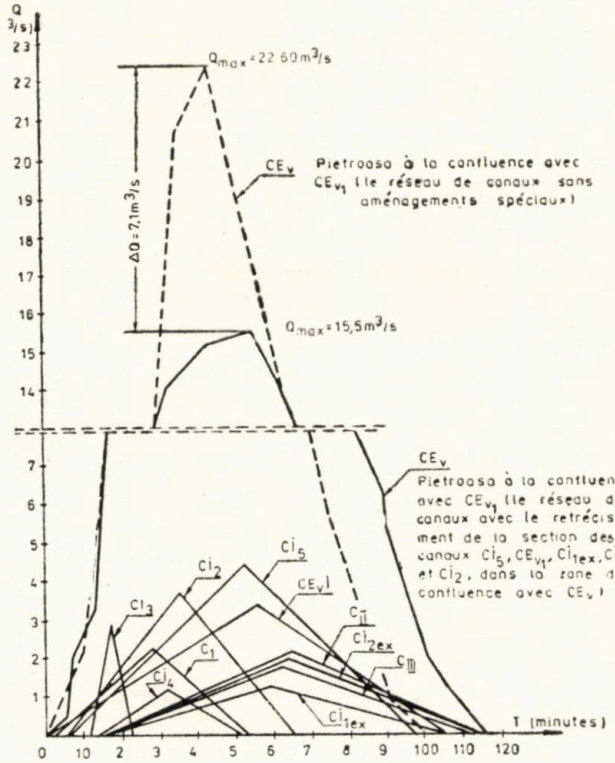


Fig. 5. — Compositions des ordonnées des hydrographes de crue des canaux dans la zone Virteşcoi—Pietroasa.

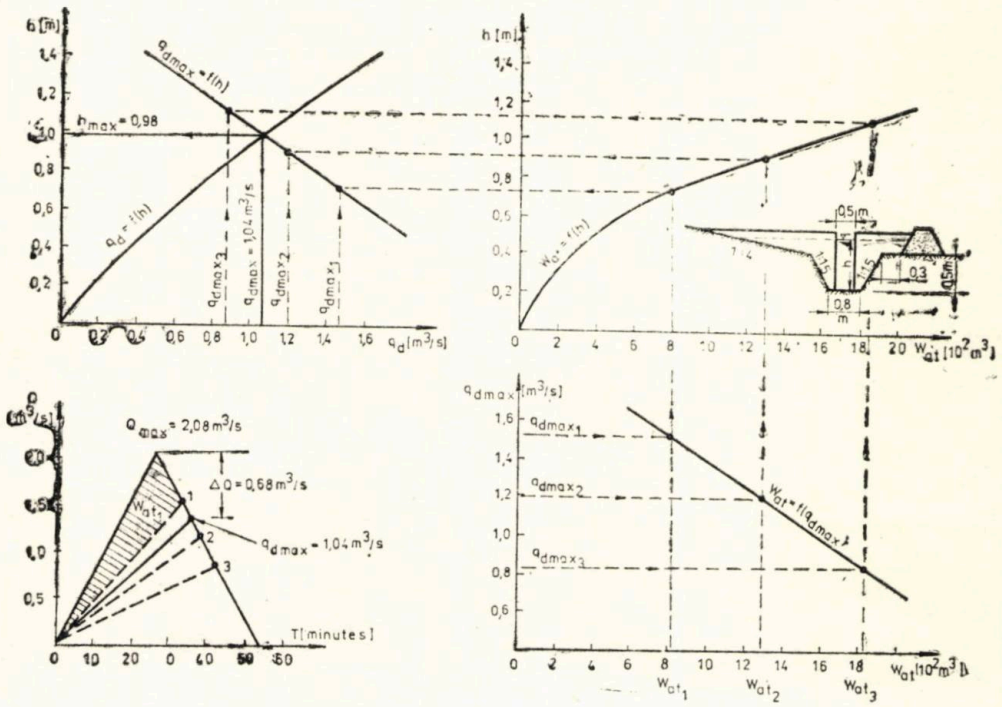
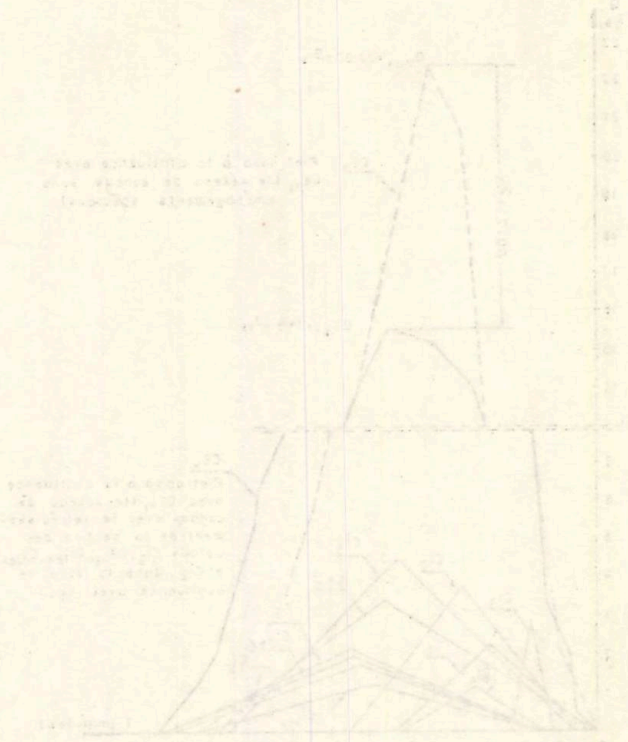
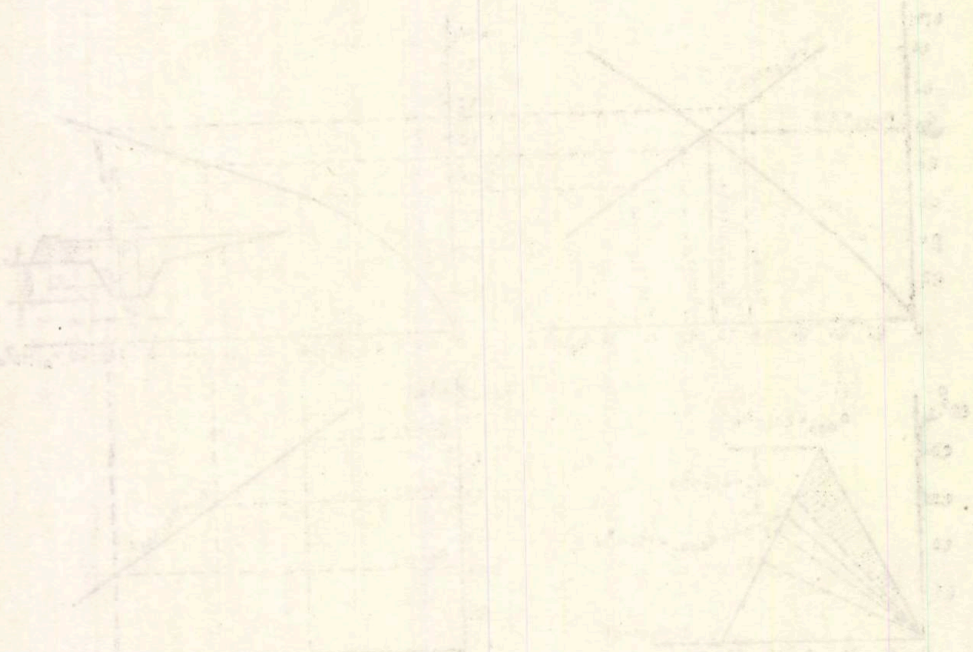


Fig. 6. — Détermination graphique de la hauteur (h) d'eau dans le canal.





de la diminution des débits maxima dans les collecteurs de ceux-ci (canaux d'évacuation ou formations torrentielles stabilisées), il est possible que le réseau de canaux joue également un rôle de réservoire temporaire pour les eaux interceptées. On a proposé, dans ce sens, de réaliser des canaux à section trapézoïdale plus grande munies le plus souvent de petites digues en aval et d'exécuter des constructions pour diminuer la section d'écoulement de ces canaux dans la zone de confluence avec le collecteur (Fig. 4).

Par rapport à la solution qui prévoit l'emplacement de vannes planes reglables au bout aval de ces canaux [1], pour transformer le réseau de canaux en une rétention permanente durant les écoulements, la nouvelle solution réalise une rétention temporaire d'une partie du volume de l'écoulement et conduit à une atténuation des débits rapprochée de celle obtenue au moyen des vannes. En outre, elle présente l'avantage d'éviter certains dépôts massifs d'alluvions transportées depuis les versants dans les canaux, l'écoulement de l'eau étant continuel.

La mise en évidence de l'apport de chaque canal du réseau à la formation du débit maximum, par la composition des hydrographes de crue dans les points de confluence avec le collecteur du réseau (il s'agit ici de deux formations torrentielles aménagées et stabilisées), offre la possibilité d'emplacer des constructions de retrécissement du réseau d'écoulement (des ponceaux tubulaires, éventuellement) sur certains canaux seulement.

Dans la Fig. 5 on a représenté l'effet d'attenuation de la crue avec l'assurance de 10% sur le collecteur CE_v Pietroasa, par le retrécissement de la section d'écoulement au bout aval de cinq canaux (CI_5, CE_{v1}, CI_{1ex}, CI_{2ex} et CI_2), des dix qui composent le réseau ; on obtient $\Delta Q = 7{,}10$ m³/s.

Pour le réseau de Cîrligele-Dălhăuţi, par la composition des ondes de crue de tous les canaux qui forment le réseau, mais avec le retrécissement de la section au bout aval de trois canaux inclinés seulement (C_1, C_6 et C_7) des six qui composent ce réseau, on a obtenu une réduction ΔQ du débit maximum, avec une probabilité de répétition de 1/10 sur le collecteur CE_v, de 2,20 m³/s.

Des réductions des débits maxima ont été obtenues aussi pour les écoulement causés par les pluies torrentielles avec d'autres assurances (5% etc.).

Pour déterminer la profondeur de l'eau dans le canal (h), lorsque la hauteur et la largeur de la zone avec le retrécisement de la section (b) on a utilisé une méthode graphique basée sur les étapes suivantes (Fig. 6) : a) on dessine l'hydrographe schématisé de la crue du canal ; b) on représente graphiquemént la relation $q = f(h)$; c) on représente la courbe des volumes d'eau accumulée temporairement dans la canal ; d) on réunit 3...4 points sur la partie descendente de l'hydrographe avec l'origine, obtenant pour chaque point le volume d'atténuation maximum ($W_{at\max}$) et le débit maximum défluant $q_{d\max}$; avec les valeurs obtenues on dessine le diagramme $W_{at\max} = f(q_{d\max})$; e) à partir de la composition des courbes $W_{at\max} = f(q_{d\max})$ et $W_{at} = f(h)$ on représente sur le graphique $q_d = f(h)$ du déversoir, la courbe $q_{d\max} = f(h_{\max})$; le point d'intersection des deux courbes marque sur l'ordonnée la valeur recherchée $h_{\max}$ et sur l'abscisse la valeur recherchée $q_{d\max}$.

4. Conclusions

1. La détermination des débits maxima pour le calcul des collecteurs de certains réseaux de canaux inclinés est possible par la composition des ordonnées des hydrographes de crue des canaux, en évitant par cette voie certaines apréciations erronées dans l'estimation de ces débits.

2. La composition des hydrographes de crue des canaux inclinés offre la possibilité de la mise en évidence de l'apport de chaque canal à l'apparition du débit maximum, permettant à l'ingénieur qui effectue les projets techniques d'agir dans le sens du décalage dans le temps des pies de ces hydrographes, en réalisante par cette voie une diminution du debit maximum.

3. Dans le cas de l'exécution d'un réseau de canaux de versant inclinés on constate le plus souvant un accroissement des débits maxima dans les collecteurs (dans la partie inférieure de la surface de collection) ayant comme conséquence l'accroissement du niveau d'utilisation de certaines formations de l'erosion en profondeur comme collecteurs et peuvent apparaître des processus de réactivation de la torrentialité.

4. La solution d'attenuer les débits maxima dans les collecteurs des réseaux de canaux, par le retrécissement de la section d'écoulement dans la zone de confluence avec ceux-ci, est efficace et nécessite une construction hydrotechnique simple en évitant le danger du colmatage trop rapide par la retenue prolongée de l'eau à alluvions apparue sur des versants dans le canaux.

Reçue le 5 janvier 1990

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire d'Améliorations Fonciaires

BIBLIOGRAPHIE

1. Čablik J., *Przeciwerozyjne rowy chwytne.* Szata roślinna a zwalczanie erozji gleb, **VI**, *3*, W.I.M.U.Z., Warszawa, P.W.R.L. (1966).
2. Gaşpar R., *Contribuţii la determinarea gradului de torenţialitate a bazinelor hidrografice şi a eficienţei hidrologice a lucrărilor de corectare a torenţilor.* Revista Pădurilor, *8* (1967).

SOLUȚIE PENTRU SPORIREA EFECTULUI HIDROLOGIC AL UNEI REȚELE DE CANALE DE COASTĂ

(Rezumat)

În ipoteza extinderii, în cadrul amenajărilor complexe antierozionale de pe versanții agricoli, a rețelelor de canale de coastă înclinate de mari lungimi, pentru regularizarea scurgerilor superficiale, se propune o soluție constructivă ce face posibilă diminuarea debitelor maxime în colectorii acestor rețele, prin transformarea lor în rezervoare temporare pentru apele interceptate.

Se prezintă exemplificări din amenajări existente.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 656.1

ASSESSMENT OF SOME ROAD TRAFIC CHARACTERISTICS REQUIRING SIGNALIZED INTERSECTIONS

BY

DAN POPOVICI and AL. CĂRĂUȘU

1. Introduction

The very high rate of development — during the latest decades — of the road traffic in general, of the urban traffic especially, have given birth to a large cluster of difficult problems concerning its control and fluency. Such problems arise with the street intersections too, which influence not only the traffic process on the streets converging at them, but also the traffic flow capacity of the entire street network.

One of the modern ways to control the traffic in intersections consists in setting up traffic lights. The factors influencing an appropriate running of the traffic lights, able to ensure a good traffic fluency, have been intensively studied by the specialists of the field. Amongst these factors, the laws governing the movement of queues of vehicles waiting to enter a signalized intersection, when the green light is on, are very important.

A well known tool to evaluate the time needed for crossing the traffic light line is the „Greenshields diagram" represented in Fig. 1. In fact, it gives the time for crossing (in sec.) as function of the number of cars in the queue (represented on the x-axis). Therefore, this diagram describes a law of vehicle movement in a signalized intersection. However, this curve as well as other movement laws in signalized intersections[1] were derived for the traffic conditions of North America. That is why we consider that specific laws for vehicle movement in signalized intersections should be assessed taking into account the traffic features of our country.

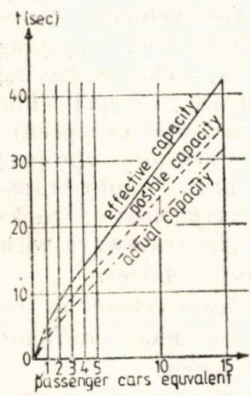


Fig. 1. — Greenshield's diagram.

The § 2 of our paper presents results of a series of measurements on the crossing times in signalized intersections, carried on in the city of Jassy. Equations of the curves describing the dependency of the crossing times on the queue length, vehicle type and off-movement direction are derived in § 3. Equivalence coefficients for different vehicle types depending on their position in the queue are evaluated in § 4. A comparison is also made with the corresponding coefficients used in North-American standards.

2. Measurements for the Assessment of Stop Line Crossing Times by Queueing Vehicles

A series of measurements were carried on at several street intersections of Jassy, in order to assess the movement law for queucing vehicles crossing the STOP line. These measurements were performed under the following conditions:

a) The number of actual queues for which measurements were performed was sufficiently large to make possible the evaluation of statistical values with a high level of confidence, while the cases with a low number of occurrences were cleared away.

b) The measurements were performed during the hours of peak traffic intensity as the most appropriate for the analysis of car movements through signalized intersections.

c) The meteorological and visibility conditions, as well as the state of the roadway, were normal.

d) All the queues under measurements enjoyed own free passing times and free road lanes, without conflicting points with other traffic movements, excepting the passing pedestrians in the case of right turning vehicles.

e) The intersections selected for the measurements presented a great variety of traffic characteristics : prevailing passenger car traffic, strong flows of public transport (tramways and buses) and carriage traffic, respectively. This variety of traffic characteristics concerning the queue composition and vehicle movement conditions made possible to derive comparative results.

A sample of some results of our measurements in displayed in Table 1. Only homogeneous queues are here taken into account, in order to attain a better assessment of the vehicle type influence on the crossing times over the stop line by the signal light. These mean crossing times are given as functions of three parameters : the vehicle position in the queue, the vehicle type and its movement direction — through traffic, right turn and left turn. The crossing times were measured from the beginning of the green phase until the vehicle has passed over the STOP line. The vehicles were grouped into six categories namely : (i) passenger cars, including the motorcycles since their low frequency was not justifying to consider a separate category for them ; (ii) middle weight cars or vehicles, namely the vehicles whose carrying capacity does not exceed 1.5 tones (small buses and supplying vehicles fall within this category) ; (iii) trucks, that is, vehicles having six or more tires on the pavement as they are defined in [1], but not falling within the sixth type (i. e., very heavy trucks are excepted) ; (iv) (local) buses for public transport, except the ones of type (v) ; (v) 3-axle or articulated buses, used almost only for urban public transport ; (vi) special vehicles, a category which includes very heavy truck-trailers, tractor-trailers, over-sized vehicles and others. The tramways with two or three waggons may also be assimilated to type (vi) vehicles.

To establish the movement laws through signalized intersections in the case of nonhomogeneous queues of vehicles represents a more difficult and different problem. It will be studied in a subsequent paper.

The curves which graphically describe the variation of the STOP line crossing times with the vehicle position in the queue, depending on the vehicle type

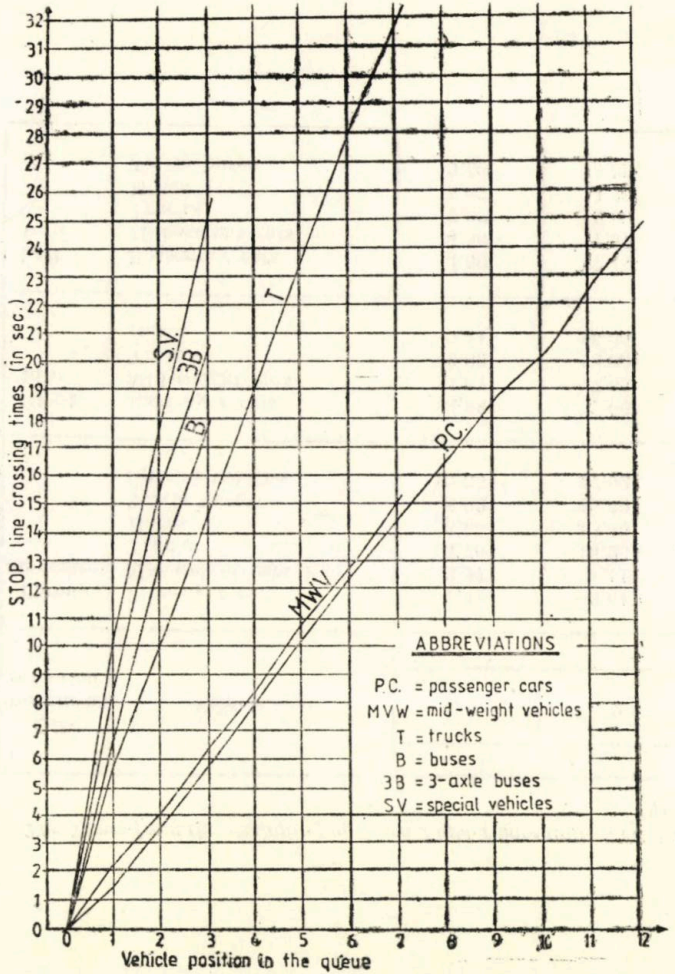


Fig. 2. — Variation of the STOP line crossing times for homogeneous queues moving through.

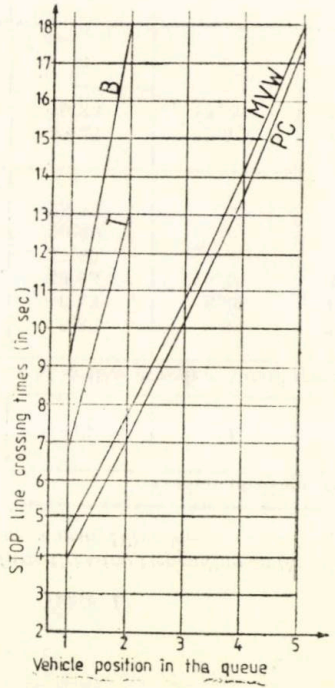


Fig. 3. — Variation ot the STOP line crossing times for homogeneous queues turning right.

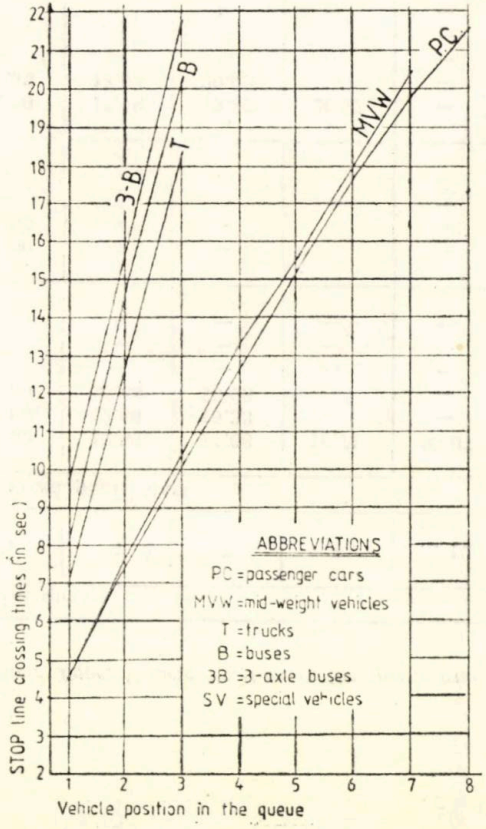


Fig. 4. — Variation of the STOP line crossing time for homogeneous queues turning left.

Table 1

The Times from the Beginning of Green Light Phase until STOP Line Crossing Depending on the Vehicle Type, Vehicle Position in the Queue and Off-movement Direction

Off-movement direction	Vehicle type	Vehicle position in the queue								
		1	2	3	4	5	6	7	8	... 12
		Stop line crossing times from green phase start								
Through movement	Passenger cars	1.44	3.61	5.82	8.08	10.32	12.56	14.68	16.71	25.07
	Mid-weight cars	2.27	4.11	6.43	8.50	10.88	12.86	15.33	—	—
	Trucks	5.76	10.26	14.93	19.48	24.00	28.68	33.03	—	—
	Buses	6.66	13.19	17.95	—	—	—	—	—	—
	3-axle buses	8.02	15.69	20.60	—	—	—	—	—	—
	Special vehicles	10.35	17.92	25.53	—	—	—	—	—	—
Right turn	Passenger cars	3.98	7.06	10.23	13.51	17.50	—	—	—	—
	Mid-weight cars	4.61	7.65	10.82	14.20	18.00	—	—	—	—
	Trucks	6.83	13.00	—	—	—	—	—	—	—
	Buses	9.11	18.00	—	—	—	—	—	—	—
Left turn	Passenger cars	4.50	7.45	10.20	12.71	15.30	17.76	19.87	21.67	—
	Mid-weight cars	4.50	7.52	10.37	13.37	15.55	18.04	20.50	—	—
	Trucks	7.07	12.60	18.33	—	—	—	—	—	—
	Buses	8.07	14.70	20.29	—	—	—	—	—	—
	3-axle buses	9.60	15.85	21.79	—	—	—	—	—	—

Table 2

Equations of the Approximating Curves

Off-movement direction	Vehicle type	Vehicle position	Equations of the approximating curves	Maximum deviations, [%] +	Maximum deviations, [%] −
Through movement	Passenger cars	0...2	$y=0.365x^2+1.075x$	0	0
		2...6	$y=2.238x-0.865$	0.5	—
		6...12	$y=2.085x+0.050$	2.7	0.3
	Mid-weight vehicles	1...3	$y=0.280x^2+1.12x+0.91$	0	0
		3...7	$y=2.225x-0.245$	1.8	—
	Trucks	1...3	$y=4.585x+1.175$	0.8	—
		3...7	$y=4.525x+1.355$	—	0.6
	Buses	0...2	$y=-0.065x^2+6.725x$	0	0
		2...3	$y=4.760x+3.670$	0	0
	3-axle buses	0...2	$y=-0.175x^2+8.195x$	0	0
		2...3	$y=4.910x+5.870$	0	0
	Special vehicles	1...3	$y=7.590x+2.760$	0.1	—
Right turn	Passenger cars	1...3	$y=3.125x+0.860$	0.6	—
		3...5	$y=3.635x-0.675$	2.6	—
	Mid-weight vehicles	1...3	$y=3.105x+1.505$	0.8	—
		3...5	$y=3.590x+0.050$	1.5	—
	Trucks	1...2	$y=6.170x+0.660$	0	0
	Buses	1...2	$y=8.890x+0.220$	0	0
Left turn	Passenger cars	1...3	$y=2.850x+1.650$	—	1.3
		3...6	$y=2.520x+2.640$	0.08	0.4
		6...8	$y=1.955x+6.030$	—	0.8
	Mid-weight vehicles	1...4	$y=2.957x+1.543$	0.4	0.8
		4...7	$y=2.377x+3.863$	1.3	—
	Trucks	1...3	$y=5.630x+1.440$	0.8	—
	Buses	1...2	$y=6.630x+1.440$	0	0
		2...3	$y=5.590x+3.520$	0	0
	3-axle buses	1...3	$y=6.095x+3.505$	0	0.98

(for homogeneous queues) are plotted in Figs. 2...4, namely : Fig. 2 for the through movement, Fig. 3 for the right turns and Fig. 4 for the left turns.

3. Equations of the Variation Curves of STOP Line Crossing Times, as Functions of Vehicle Type and their Position in the Queue

Having in view the curves represented in Figs. 2...4 it is easy to remark that, with few exceptions, they may be approximated almost linearly. More precisely, these curves may be approximated by polygonal lines, consisting of juxtaposed straight line segments.

The equations of the straight line segments were derived by means of the linear regression method. Evaluating the deviations between the crossing time values computed by means of these approximated straight segments and the actual curves plotted on the basis of observed data (s. Table 1), we arrived to the conclusion that the accuracy of our approximations is very good : the deviations range between 0 and 2.73%. These deviations (in percents) are specified in the last two columns of Table 2.

It may also be remarked from Figs. 2...4 that the passing time variation (as function of the vehicle position in the queue) becomes piecewise linear starting from the third position only. Instead, the shape of the curves for positions 1...3 is clearly nonlinear. That is why the pieces of variation curves above these three positions had to be approximated by arcs of parabolas. This fact can easily be explained ; the vehicles in the queue head move in a starting regime, while the subsequent ones — from the third position on — succeed in reaching a rather uniform passing speed, that is, a linear variation of the crossing times over the STOP line.

The equations which approximate the crossing time variation for several vehicle types (from 4 to 6) and for the three off-movement directions are given in Table 2. For each vehicle type and each movement direction (through, right and left, respectively), at least one and at most three approximating equations were necessary. It may be seen that quadratic approximations were needed for four vehicle types and through movement only. In three of these cases we considered the interval 0...2 on the x-axis, although position 0 is a fictitious one ; it was taken for the needs of the graphical representation of the curve.

4. Equalization Coefficients for STOP Line Crossing Times of Different Vehicle Types to Passenger Cars

The crossing times over the STOP line of different types of vehicles have a major influence on the traffic flow through signalized intersections. Statistical investigations on the queue composition at different hours and from the three or four approaches to a given intersection may help in establishing optimal programs for the signalization, in order to avoid the traffic congestion during the peak hours. But the results of such investigations cannot become useful if the crossing times for vehicles of types (ii) ... (vi) (s. § 2) are not transformed into equivalent times in terms of equivalent passenger cars. This equalization operation makes necessary to evaluate certain *equalization*

coefficients, as numerical functions of vehicle type and position in the waiting queue, and of the movement direction.

These equalization coefficients were calculated as ratios between the crossing times of vehicles of a given type and the crossing times of passenger cars in the same positions and moving in the same direction. The numerical values for the equalization coefficients are given in Table 3, while their variation is described in Fig. 5.

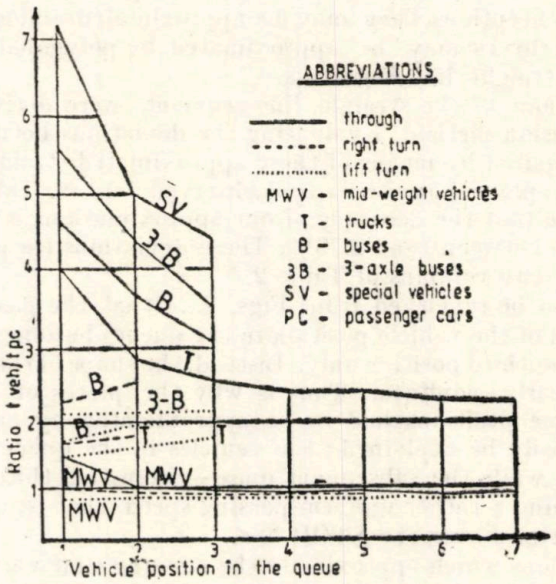


Fig. 5 — Variation of the STOP line crossing time ratio for t_{MWV}/t_{PC}; t_T/t_{PC}; t_B/t_{PC}; t_{3B}/t_{PC}.

Table 3

Numerical Values of the Equalization Coefficients

Vehicle type	Vehicle position in the queue						
	1	2	3	4	5	6	7
Mid-weight cars	1.58	1.14	1.11	1.05	1.05	1.02	1.04
Trucks	4.00	2.84	2.57	2.41	2.33	2.28	2.25
Buses	4.63	3.65	3.08	—	—	—	—
3-axle buses	5.57	4.35	3.54	—	—	—	—
Special vehicles	7.19	4.96	4.39	—	—	—	—
Mid-weight cars	1.16	1.08	1.06	1.05	1.03	1.02	1.03
Trucks	1.72	1.84	—	—	—	—	—
Buses	2.29	2.55	—	—	—	—	—
Mid-weight cars	1.00	1.01	1.02	1.05	1.02	1.02	1.03
Trucks	1.57	1.69	1.80	—	—	—	—
Buses	1.79	1.97	1.99	—	—	—	—
3-axle buses	2.13	2.13	2.13	—	—	—	—

Analyzing the data from Table 3, and the curves from Fig. 5, the following remarks may be derived :

1. It can be first concluded that the vehicles with very poor starting and speed performances have very high crossing time ratios w.r.t. passenger cars — it comes here to the 3-axle buses and special vehicles — than the ones with closer performances, that is, the mid-weight vehicles ; this proves the quite unfavourable influence exerced by the reduced starting and speed characteristics.

2. The crossing time ratios for the supplying and assimilated vehicles (mid-weight ones) w. r. t. the passenger car times are very close to 1.00 what proves a very small difference in behaviour of passenger cars and mid-weight cars, for every off-movement direction and for any position in the queue. An exception may be noticed for the front vehicle moving through, as a consequence of the slower starting for mid-weight cars w.r.t. passenger cars.

3. It is evidence — mainly for the through movement — that the crossing time ratios decrease with the vehicle position in the queue ; this situation may be explained by the fact that, once getting out from the starting regime, the vehicles more remote from the queue head enter sooner the overall passing speed regime. This behaviour is common to all vehicle types, and the slope of the variation curve is the greater (in absolute value) as vehicle starting performances are poorer (s. the case of special vehicles showing a 7.19 ratio for the first position and a 4.96 one for the second position).

4. The starting performance influence diminishes from its importance both for light vehicles and for heavy ones turning right or left, the corresponding coefficients steadily decreasing like for the through direction. This fact is primarily due to the interference with the pedestrians for the right turns (when these ones have priority) and then to the difficulty to keep the proper lane when turning, less influenced by the vehicle position in the queue. A certain influence is also due to the vehicle length.

5. Conclusions

Only homogeneous queues of vehicles (having to pass through a signalized intersection) have been taken into account in this research work, in order to make easier the analysis of queue movement during traffic light green phase. The nonhomogeneous queues obviously occur with a high frequency, but homogeneous or almost homogeneous queues were also met in our field observations.

However, the results for homogeneous queues may be extended to the case of nonhomogeneous ones by correlating them with the influence of vehicle type and vehicle position on the traffic process through signalized intersections.

The statistical and analytic study of the urban traffic through signalized intersections (s. §§ 2...4) led to results which may be useful in assessing the influence of vehicle types on the queue movement under traffic light control.

Received, March 1, 1990

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Lines of Communications
and
Department of Mathematics

REFERENCES

1. . . . *Transportation Research Circular No. 212*. January 1980, Transportation Research Board, National Acad. Sci., Washington (Interim Materials on Highway Capacity).
2. H a i g h t F., *Mathematical Theories of Traffic Flow*. Acad. Press, New-York—London, 1963, Ch. 5a, 6.

EVALUAREA UNOR CARACTERISTICI ALE TRAFICULUI RUTIER PRIN INTERSECȚII SEMAFORIZATE

(Rezumat)

Se studiază procesul de circulație al coloanelor omogene de vehicule prin intersecții semaforizate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 631.4

L'AMÉLIORATION DES SOLS SALINS DANS LA ZONE INONDABLE DES RIVIÈRES PRUT—JIJIA

PAR

CORNELIU CISMARU, VALERIU BLIDARU et CORNELIA BĂLĂCEANU

1. Introduction

En vue de l'établissement des plus efficientes mesures d'amélioration des sols alluvionaires salinisés de la terre basse inondable des rivières Prut et Jijia (dep. Jassy, Roumanie) on a réalisé un champ expérimental dans l'unité hydroaméliorative Sculeni—Gorban, mis en oeuvre en 1985.

Dans ce travail on présente les résultats des recherches préliminaires de la période 1986—1988.

2. Les conditions naturelles de la zone du champ expérimental

La structure lithologique se caractérise par la présence à la surface, jusqu'à 4...6 m de profondeur, d'un complexe argilo-poussiéreux sous lequel on rencontre des sables et du gravier de rivière qui atteignent la roche de base, interceptée à 9...12 m.

La couche phréatique est située dans l'horizon perméable mais le niveau piézométrique apparaît à une profondeur de 1,5...3 m dans la zone du complexe faiblement perméable de la surface. La minéralisation des eaux phréatiques varie entre 2...5 g/l et elle est de type sulfatique—bicarbonatique—sodique.

Les sels de la couche phréatique proviennent du lavage antérieur des minéraux salifères d'âge sarmatien des versants de la rivière Jijia et de ses affluents.

Les sols se caractérisent par une texture fine, par un contenu en argile fine allant de 40% à 65%, une conductivité très basse (0,01...0,15 m/jour) et approximativement constante le long du profil. Ils sont affectés par des processus de salinisation et/ou d'alcalinisation et par un excès d'humidité.

Dans la zone la plus basse inondable les terrains salinisés et alcalisés prédominent tout comme les sols alcalins salinisés et caracterisés par un excès d'humidité ayant un contenu élevé de sodium changeable.

Sur le reste de la surface (le champ occupe 44 ha) se trouvant des côtes plus élevées, on rencontre des sols alluvials à degrés de salinisation et d'alcalisation allant des plus faibles valeurs aux plus élevées.

À la surface le contenu total des sels solubles (CTSS) est de 0,08...0,1 g/100 g, mais il ateint des valeurs plus grandes au fur et à mesure que la pro-

fondeur s'accroît, touchant des valeurs situeés entre 1 et 1,5 g/100 g à des profondeurs de 0,4...0,8 m et puis il enregistre une faible diminution.

Le contenu en sodium changeable des sols alcalins salinisés connaît des variations sur le profil dans le même sens que le CTSS, les valeurs maxima atteignant 25...42% de la capacité d'échange cationique, à des profondeurs de 0,4...1,2 m.

Les propriétés physiques défavorables du sol à savoir : une perméabilité très réduite, une densité apparente très importante, une porosité efficace réduite, sont dues au pourcentage élevé d'argile et à la dispersion des matériaux colloïdals produite par les ions de Na^+ adsorbés. Dans les périodes des pluies abondantes et après des arrosages importants le contenu en air du sol diminue pour arriver au-dessous de la limite admissible de 15...20% du volume des pores, ce qui entraine l'asphyxie des plantes.

Les données analytiques d'un profil de sol caractéristique du champ expérimental sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1

Données analytiques d'un profil de sol caractéristique (alcalin salinisé)

Profondeur, [cm]	0...25	25...50	50...75	75...100
Horizon	A_0	AG_0sc	Go_1 sc	Go_2 sc
CTSS, [%]	0,1	0,66	0,89	0,41
Composition granulométrique				
Sable	17,5	20,8	23,5	26,7
Poussière	30,6	24,0	21,8	30,3
Argile	51,9	55,2	47,7	43,0
Densité apparente, [g/cm³]	1,19	1,24	1,20	1,3
Capacité de saturation, [%V]	51,4	50,2	45,5	47,0
Capacité de champ, [% V]	45,8	46,4	43,6	39,6
Coefficient de flétrissure, [%]	25	24	24	21,1
Humus, [%]	5,56	2,56	1,2	—
pH	7,8	8,7	8,9	9,5
Na^+ changeable	4,27	10,8	9,2	10,4
(Na/T) 100, [%]	11,0	25,4	29,4	35,2
$CaCO_3$	0,17	0,17	2,7	6,7
Extrait aquatique (1/5), [mg/l]				
Cl^-	0,35	1,95	2,2	1,66
SO_4^{2-}	—	8,43	10,5	6,23
CO_3^{2-}	—	—	—	0,08
HCO_3^-	0,8	0,6	0,93	1,45
Na^+	1,1	10,1	12,39	7,85
K^+	0,05	0,01	0,01	0,007
Ca^{2+}	0,3	0,3	0,5	0,2
Mg^{2+}	—	0,59	1,09	0,09

Le climat de la région est du type tempéré continental avec des précipitations annuelles de 550 mm (l'évaporation dépasse 650 mm/année).

3. Abrégé des solutions concernant le drainage du champs expérimental

La surface de 44 ha du champ expérimental est partagée en 29 lots à drainage et un lot non-drainé (témoin).

Les aménagements de drainage horizontal ont été réalisés en 24 variantes qui diffèrent par les éléments techniques suivants (Fig. 1) :

a) la distance entre les lignes de drains : 10 ; 20 ; 30 et 40 m ;

b) la profondeur de l'emplacement des drains : 0,7 ; 1,0 ; 1,4 et 1,8 m ;

c) le matériel dont on a exécuté les drains : céramique et PVC cannelés ;

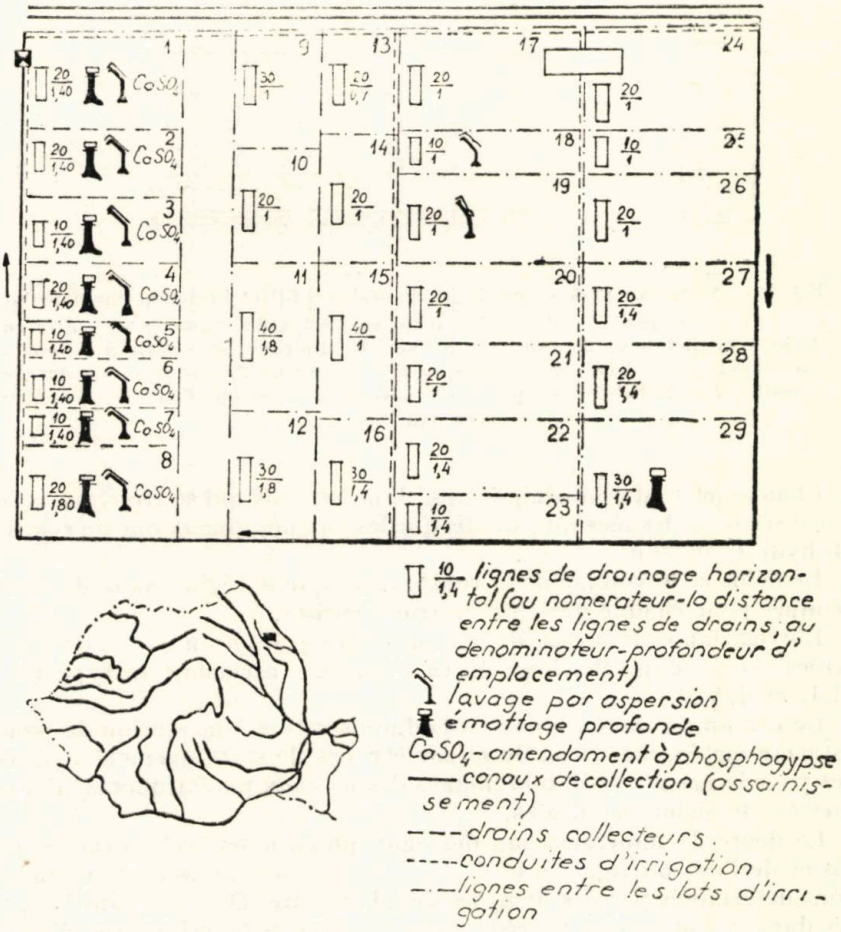


Fig. 1. — Schéma du champ expérimental. Travaux hydro- et pédoamélioratifs.

d) le matériel dont on réalise le filtre : ballast épais de 5 cm (Fig. 2 *a*), drainatex enroulé sur drain (Fig. 2 *b*), déchets céramiques (grosseur de 20 cm — Fig. 2 *c*) et des matériaux organiques (pailles de blé) ;

e) remblai filtrant au-dessus du drain en solutions prisme continu en ballast (Fig. 2 *d*) ; des colonnes en gravier à diamètre de 30 cm (prisme discontinu) à des distances de 10 m (Fig. 2 *e*).

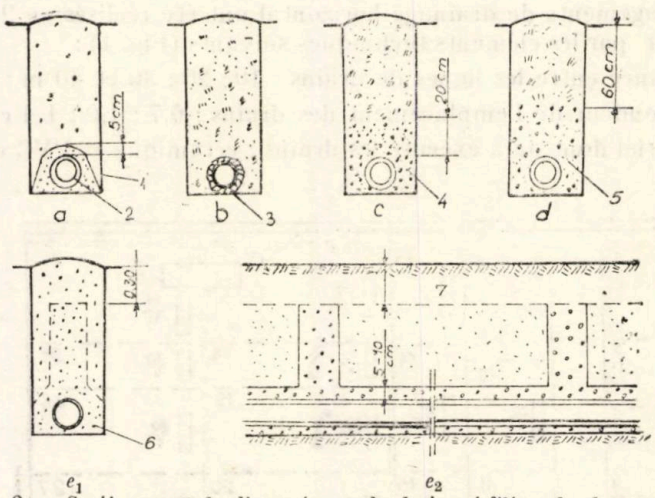


Fig. 2. — Sections par de divers types de drains et filtres du champ expérimental: *a* — filtre classique en ballast ; *b* — filtre en géotextile enroulé ; *c* — filtre en déchets céramiques ; *d* — drain à prisme de drainage ; *e* — drain à colonnes filtrantes ; *1* — ballast ; *2* — tuyau en PVC ou en céramique ; *3* — géotextile enpoulé ; *4* — déchets céramiques ; *5* — ballast ; *6* — colonne filtrante; *7* — couche végétale.

Chaque lot renferme cinq drains, dont les trois qui se trouvent au centre sont utilisés pour des mesures, tandis que les lots marginaux ont un rôle d'isolement hydrogéologique.

Le débit et le volume de la coulée aussi que le régime salin des sols sont déterminés pour chaque variante en trois reprises.

L'irrigation et le lavage du sol est assuré grâce à un réseau de conduites enterrées munis d'installations d'irrigation par aspersion du type I.A.T.F., I.A.T.L et I.A.M.

Le champ est doué d'une unité administrative, une station de pompage, une station météo, un réseau de piézomètres et de stationnement hydrogéologiques pour la mesure et la surveillance des niveaux phréatiques et d'appareils de mesure du débit des drains.

Le degré de minéralisation des eaux phréatiques, celle évacuée par les drains et de l'eau d'irrigation et de lavage, tout comme le contenu en sels du sol sont déterminés par des analyses de laboratoire. Dans certains lots, représentés dans la Fig. 1, on a procédé à des travaux pédoaméliorатifs d'émottage profond, drainage taupe et amendement par gypse.

Le contrôle du régime salin du sol est effectué par aspersion, les lavages se réalisant tant en été qu'en automne, par des arrosages effectués en plusieurs reprises, en employant de l'eau de la rivière du Prut dont le degré de minéralisation va de 0,5 à 0,7 g/l.

On peut réaliser les grands lavages en automne parce qu'ils demandent de grandes reprises d'eau ; en échange les lavages d'exploitation — entretient, peuvent être effectués en été par l'augmentation des reprises d'arrosage et dans les années de sécheresse, tant en été qu'en automne.

4. Premiers résultats concernant l'effet du drainage, des lavages et des autres mesures sur le régime hydrologique et salin du sol

Dans une première étape (1986—1988) on a surveillé l'effet de la distance entre les drains et de la profondeur des drains sur le réglage des niveaux phréatiques aussi que sur le régime hydrologique et salin du sol. On a étudié également l'effet de désalinisation dans les conditions des différentes variantes de drainage sous l'effet de lavage, des précipitations naturelles et de certains arrosages de lavage pratiqués en été ou en automne.

Les observations ont porté sur : a) les débits et les volumes d'eau évacués par les drains ; b) les niveaux phréatiques ; c) le degré de minéralisation de l'eau d'irrigation, de l'eau évacuée par les drains et de l'eau phréatique ; d) l'humidité du sol jusqu'à une profondeur de 1 m ; e) le contenu total en sels, la composition ionique de la solution du sol.

4.1. Le réglage des niveaux phréatiques et de l'humidité du sol sous l'action du drainage

Dans les conditions des sols de la zone du champ expérimental, les niveaux phréatiques, à la suite des pluies importantes et des arrosages, réagissent rapidement à cause d'une porosité effective réduite.

On sait que la vitesse de la diminution des niveaux phréatiques importants exerce une influence positive sur le régime de l'air du sol, aussi que la possibilité d'effectuer des travaux agrotechniques à de courts intervalles après les pluies et les arrosages.

L'intensité de la diminution des niveaux phréatiques par les drains varie par rapport à la distance entre les lignes des drains et leur profondeur, les vitesses les plus élevées de baisse du niveau phréatique pouvant être mises en évidence dans les cas des distances réduites de 10 et 20 m entre les drains.

La vitesse moyenne de diminution des niveaux phréatiques a été de 1...5 cm/jour pour les drains espacés de 30...40 m ; 1,5...8 cm/jour pour le drainage à $D=20$ m et de 2...15 cm/jour, pour les drains à $D=10$ m.

Les valeurs situées vers la limite supérieure de chaque cas se réfèrent à des drains à une profondeur d'emplacement de 1 m, à filtre ordinaire (en sable et en gravier) aussi qu'à une profondeur de 1,4 m si les drains sont munis d'un prisme filtrant en ballast. Les drains situés à une profondeur de 0,7 m sont caractérisés par des vitesses réduites de la diminution du niveau phréatique, compte tenu de la position élevée des drains et de la pression réduite de fonctionnement.

La fonction régulatrice des niveaux phréatiques exercée par les drains, très importante pour le développement normal des plantes, a été évaluée également par rapport a un autre indicateur : l'intervalle de temps nécessaire à la diminution des niveaux phréatiques à des profondeurs dépassant 0,4 m. Cette durée augmente d'une façon directement proportionelle avec la distance entre les drains et de la profondeur de ces drains.

En l'absence des travaux d'émottage profond du sol, la durée de la diminution des niveaux phréatiques et de l'enlèvement de l'eau gravitationelle en provenance des pluies abondantes, qui encombrait la couche supérieure du sol, a été de 5...7 jours dans les variantes de drainage à $D=10$ m, 8...10 jours pour $D=20$ m et de 15...20 jours pour $D=30$ et 40 m.

L'association du drainage à émo tage profond est nécessaire surtout lors de l'adoption des grandes distances entre les drains, ce qui est imposé par des

raisons de réduction des investissements initiaux. Dans la période des pluies (mai-juin 1988) la durée de conservation de l'excès d'humidité après l'arrêt des pluies dans la couche située à une profondeur de 0...40 cm du sol a été de 8 jours pour le drainage à $D=30$ m là où l'on a effectué des travaux d'émottage profond, tandis que pour les variantes à $D=20$ m, mais sans émottage, celle-ci a été de 11...30 jours.

L'intensité de l'action du drainage a été appréciée aussi par rapport au volume d'eau évacué à l'unité de surface ; de ce point de vue l'on a constaté une variation directement proportionelle du volume spécifique évacué avec la densité du réseau de drainage.

Le volume maximum a été mesuré dans la variante de drainage à $D=10$ m et à $H=1$ m et le volume minimum dans la variante à $D=40$ m. Le coefficient d'écoulement a atteint des valeurs maxima dans la période de la fonte des neiges du mois de mars 1988 et a varié en fonction de la distance entre les drains dans le même sens que le volume spécifique.

4.2. La désalinisation du sol

Les lavages du sol ont été appliqués dans les lots *19* et *18* (v. Fig. 1), pendant l'été de 1987, en augmentant les trois reprises d'eau administrés de 600 m³/ha à 900 m³/ha ; on a également appliqué des reprises de lavage constituées en une reprise de 1 400 m³/ha dans la période octobre—novembre 1987 et novembre 1988 sur les lots *1*...*8* ; sur les autres lots l'on a procédé à des arrosages en 1987.

L'action de lavage du sol a été également due aux précipitations abondantes de l'hiver 1987—1988 et de la période mai—juin 1988.

Le bilan salin dans tous les lots du champ epérimental, pris en compte dans la période mai 1986 — août 1988, est présenté dans le Tableau 2.

L'évaluation du sens d'evolution de la salinité du sol dans ce tableau a tenu compte de la variation du CTSS sur les profondeurs de 0...0,5 m et 0...1,0 m.

En suivant les données offertes par le Tableau 2 on peut observer que le drainage, par ses éléments caractéristiques — la distance entre les drains et la il profondeur d'emplacement — influence la dynamique du régime salin car exerce une intensification de la fraction de lavage du sol. Les valeurs moyennes qui caractérisent la variation du CTSS par sous-intervals dans la période analysée, en fonction de la profondeur des drains et de la distance entre les lignes de drains, sont données dans le Tableau 3 (les moyennes ont été établies pour des lots ayant la même distance et la même profondeur, exceptant les situations où l'on n'a pas procédé à des mesures et où le nombre de répétitions est réduit).

Le bilan négatif qui ilustre la tendance de désalinisation du sol peut être remarqué dans le cas du drainage à des distances de 10 et de 20 m et à des profondeurs de 1 et de 1,4 m. Dans les lots à drains à une distance de 30 m et à une profondeur de 1 ou 1,4 m on remarque l'augmentation du contenu en sels solubles dans les couches supérieurs du sol.

De même les données du Tableau 3 montrent que l'effet de lavage le plus prononcé a été constaté dans la periode froide 1987—1988, lorsque dans toutes les variantes de drainage, à l'exception de celle à $D=30$ m et $H=1,4$ m, on a pu remarquer la baisse du CTSS dans la couche supérieure du sol (0...50 cm).

Tableau 2

Le bilan salin de la période mai 1986 — août 1988 dans les lots du champ expérimental

No. du lot	Éléments techniques				Travaux pédoaméliératifs	Bilan salin, [%], dans la période mai 1986-août 1988 sur une profondeur de		Caractéristique du bilan salin
	Distance m	Profondeur m	Matériel drain	Matériel filtrant		0,5 m	1 m	
1	20	1,4	céramique	prisme ballast*)	émottage + lavage	−0,22	−0,09	négatif
2	20	1,4	céramique	ballast**)	émottage + lavage	−0,25	−0,21	négatif
3	10	1,4	céramique	ballast	émottage + lavage	−0,635	−0,51	négatif
4	20	1,4	PVC	ballast	émottage + lavage	−0,24	−0,3	négatif
5	10	1,4	PVC	ballast	émottage + lavage	−0,54	+0,15	négatif à la surface
6	10	1,4	PVC	prisme ballast	émottage + lavage	−0,17	−0,63	négatif
7	10	1,8	céramique	ballast	émottage +lavage	−0,195	+0,1	négatif à la surface
8	10	1,8	céramique	ballast	émottage + lavage	+0,24	+0,64	positif
9	30	1,0	céramique	ballast	—	−0,01	+0,035	positif
10	20	1,0	céramique	ballast	—	−0,23	−0,115	négatif
11	40	1,4	céramique	prisme ballast	—			
12	30	1,8	céramique	ballast	—	—	—	—
13	20	0,7	céramique	ballast	—	+0,12	+0,13	positif
14	30	1	céramique	prisme ballast	—			
15	40	1	céramique	prisme ballast	—	—	—	—
16	30	1,4	céramique	sans filtre	—	+0,37	+0,39	positif
17	20	1	PVC	dechéts de céramique	—	−0,13	−0,3	négatif
18	10	1	céramique	prisme ballast	lavage	+0,09	+0,14	positif
19	20	1	PVC	drenatex	lavage	−0,24	−0,15	négatif
20	20	1	céramique	prisme ballast	—	−0,42	−0,41	négatif
21	20	1,4	céramique	pailles	—	+0,225	+0,62	positif
22	20	1,4	céramique	prisme ballast	—	−0,37	+0,32	négatif à la surface
23	10	1,4	céramique	ballast	—	−0,05	+0,32	negatif à la surface
24	20	1	céramique	prisme ballast	—	−0,4	−0,42	salin sur le profil
25	10	1	céramique	prisme ballast	—	+0,32	+0,05	positif
26	20	1	céramique	ballast	—	−0,75	−0,57	négatif
27	20	1,4	céramique	dechéts de céramique	—	−0,16	+0,01	négatif à la surface
28	20	1,4	céramique	prisme discontinue***	—	+0,03	+0,27	positif
29	30	1,4	céramique	prisme ballast émottage + lavage		+0,09	−0,06	facilement salin horizont supérieur

*) prisme ballast $h = 0,6$ m.
**) filtre ballast 5...10 m épaisseur.
***) colonnes de gravier placés à une distance de 10 m (diamètre de la colonne — 20 cm).

Tableau 2

Le bilan salin de la période mai 1986 — août 1988 dans les lots du champ expérimental

No. du lot	Éléments techniques: Distance	Éléments techniques: Profondeur	Éléments techniques: Matériel drain	Éléments techniques: Matériel filtrant	Travaux pédoaméliorativs	Bilan salin, [%], dans la période mai 1986-août 1988 sur une profondeur de		Caractéristique du bilan salin
	m	m				0,5 m	1 m	
1	20	1,4	céramique	prisme ballast*)	émottage + lavage	−0,22	−0,09	négatif
2	20	1,4	céramique	ballast*)	émottage + lavage	−0,25	−0,21	négatif
3	10	1,4	céramique	ballast	émottage + lavage	−0,035	−0,51	négatif
4	20	1,4	PVC	ballast	émottage + lavage	−0,24	−0,3	négatif
5	20	1,4	PVC	ballast	émottage + lavage	−0,54	+0,15	négatif à la surface
6	10	1,4	PVC	prisme ballast	émottage + lavage	−0,17	−0,03	négatif
7	10	1,8	céramique	ballast	émottage + lavage	−0,195	+0,1	négatif à la surface
8	10	1,8	céramique	ballast	émottage + lavage	+0,24	+0,84	positif
9	20	1,0	céramique	ballast	—	−0,01	+0,035	positif
10	20	1,0	céramique	ballast	—	−0,28	−0,115	négatif
11	20	1,1	céramique	prisme ballast	—			
12	20	1,8	céramique	ballast	—			
13	20	0,7	céramique	ballast	—	+0,12	+0,13	positif
14	20	1	céramique	prisme ballast	—			
15	10	1	céramique	prisme ballast	—			
16	20	1,1	céramique	sans filtre	—	+0,37	+0,39	positif
17	20	1	PVC	déchets de céramique	—	−0,18	−0,8	négatif
18	10	1	céramique	prisme ballast	lavage	+0,09	+0,14	positif
19	20	1	PVC	drenatex	lavage	−0,24	−0,15	négatif
20	20	1	céramique	prisme ballast	—	−0,12	−0,11	négatif
21	20	1,1	céramique	pallies	—	+0,225	+0,62	positif
22	20	1,1	céramique	prisme ballast	—	−0,37	−0,22	négatif à la surface
23	10	1,4	céramique	ballast	—	−0,05	+0,32	négatif à la surface
24	20	1	céramique	prisme ballast	—	−0,1	−0,13	salin sur le profil
25	10	1	céramique	prisme ballast	—	+0,32	+0,03	positif
26	20	1	céramique	ballast	—	−0,73	−0,57	négatif
27	20	1,1	céramique	déchets de céramique	—	−0,16	+0,01	négatif à la surface
28	20	1,4	céramique	prisme discontinue	—	+0,08	+0,27	positif
29	20	1,1	céramique	prisme ballast émottage + lavage	—	+0,09	−0,09	fardiment salin horizont supérieur

*) prisme ballast h = 0,6 m.
**) filtre ballast 5...10 m épaisseur.
***) colonnes de gravier placés à une distance de 10 m (diamètre de la colonne — 20 cm).

Tableau 3

La variation du CTSS dans la période 15.05 1986 — 15.08.1988

Variantes de drainage		Variation du CTTS, [g/100 g sol]					Variation sur toute la période %	N° de répétition
profondeur m	distances m	15.05. 1986 — 15.05 1987	15.05. 1987— 15.07. 1987	15.07. 1987— 25.09. 1987	25.09. 1987— 15.05 1988	15.05 1988— 15.08 1988		
1	10	+0,3	+0,2	−0,08	−0,33	−0,27	−0,28	2
	20	−0,25	+0,07	+0,04	−0,16	−0,06	−0,36	6
	30	+0,35	+0,25	+0,07	−0,63	+0,19	+0,23	2
1,4	10	−1,65	0	+0,16	−0,346	−0,005	−0,35	4
	20	−0,02	+0,06	+0,07	−0,09	−0,11	−0,09	7
	30	−0,04	+0,01	+0,01	+0,06	+0,18	+0,22	2

Pendant l'été de 1988, à cause des précipitation abondantes de la période mai-juin, on a réalisé des conditions de désalinisations et un bilan négatif de la salinité seulement dans le cas du drainage à des distances de 10 et de 20 m entre les lignes. Ces résultats confirment l'hypothèse d'un bilan négatif de cette période dans le cas des précipitations suffisantes ou, faute de précipitations, dans le cas d'arrosages. Si l'on tient compte du fait que dans la période froide le bilan est négatif dans le cas d'un grand nombre d'années, il résulte que, si pendant la période d'été on procède à des arrosages à rôle double, de compléter la réserve d'eau et de lavage, on peut réaliser une désalinisation ireversible des sols, pourvu qú'on utilise le drainage à de faible distances (10...20 m).

Dans les périodes d'été, lorsqu'on n'a pas appliqué des lavages du sol, pour la même distance entre les drains l'accroissement de la salinité a été plus accentué dans le cas de la profondeur d'emplacement des drains de 1 m par rapport à celle de 1,4 m ; cette remarque met en évidence la nécessité d'appliquer des reprises de lavage plus fréquentes et des quantités d'eau plus grandes dans le cas des profondeurs réduites par rapport à celle la plus grande d'emplacement des drains.

Sur certains lots à drainage, à une distance de 10 m et une profondeur de 1 m, bien que le volume d'eau évacué dans les périodes de précipitations abondantes est important, la désalinisation du sol n'a pas eu lieu si l'on n'a pas appliqué les reprises de lavage. Cette situation est due à l'infiltration de l'eau des précipitations qui atteint les drains à travers les failes et les fissures du sol sans assurer la solubilisation d'une quantité trop grande de sels. C'est la même cause, probablement, qui, dans la variante de drainage à colonnes filtrantes en ballast, n'a pas conduit à des résultats positifs concernant la désalinisation.

Par le lavage réalisé par les précipitations ou les irrigations on a produit aussi des modifications de la composition ionique des sols. Ainsi, dans les variantes de drainage à $D=10$ m et $H=1,4$ m, la quantité de sulfates a diminué pendant que les chlorures ont resté au niveau initial. Dans les variantes à $D=20$ m et $H=1$ m et 1,4 m on a réussi à réduire les quantités de sulfats

et de chlorures, mais les bicarbonates ont resté au même niveau. En même temps, on observe que là où la salinité s'accroît ou est invariable (dans les variantes de drainage à $D=30$ et 40 m), les quantités de sulfats deviennent plus grandes tandis que les chlorures enregistrent une certaine diminution.

5. Conclusions

1. Le drainage horizontal dans les conditions des sols alluvionnaires argileux exerce un effet positif tant sur le régime aéro-hydrique que sur celui salin.

2. L'action favorable du drainage dans le processus de l'évacuation de l'excès d'humidité du sol diminue au fur et à mesure que les distances entre les drains augmentent.

3. La vitesse moyenne de la diminution du niveau phréatique dans la limite de la couche supérieure du sol, à la suite des pluies abondantes, varie de 1...5 cm/jour pour le drainage à $D=30$ et 40 m et à 2...15 cm/jour pour le drainage à $D=10$ m. Les valeurs proches de la limite supérieure concernent les drains situés à une profondeur de 1 m si elle sont munies d'un filtre ordinaire et à une profondeur de 1,4 m si elle sont munies de bourrage sous forme d'un prisme filtrant.

4. Les travaux d'emottage profond déterminent l'augmentation de la vitesse de la diminution du niveau phréatique suivant la quantité des pluies et réduisent la durée des niveaux phréatiques hauts ce qui produit l'asphyxie des plantes.

5. Le volume spécifique d'eau évacué est directement proportionnel avec la densité du réseau de drainage.

6. Les éléments techniques du drainage ont une influence favorable sur le bilan salin du sol seulement dans les situations où les distances entre les drains ont certaines valeurs situées dans l'intervalle de 10...20 m et les profondeurs situées dans l'intervalle 1...1,4 m. Afin d'assurer un effet de désalinisation et dans la situation de certains distances plus grandes entre les drains, il faut procéder à des reprises de lavage plus importantes et plus fréquentes, tant dans la période d'été, déficitaire en pluies, que pendant l'automne.

7. Si pour les distances de 10 m ou de 20 m la profondeur des drains est de 1,4 m, l'intensité de la désalinisation diminue par rapport à celle obtenue lorsque les drains sont situés à une profondeur de 1 m mais les dépenses d'exploitation se réduisent à la suite de la réduction des normes de lavage.

Reçue le 3 avril 1990

Institut Polytechniques, Jassy,
Chaire d'Améliorations Foncières
et
ICITID, Băneasa, dép. Giurgiu

AMELIORAREA SOLURILOR SALINIZATE DIN LUNCA RÎURILOR PRUT—JIJIA

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele preliminare ale experimentărilor privind măsurile hidro-pedoameliorative (drenaje, irigații de spălare, afînare adîncă) destinate solurilor aluviale argiloase sărăturate din lunca comună a riurilor Prut și Jijia. Urmărind regimul hidric și salin al solului pe un număr mare de variante de drenaj, într-un interval de circa 3 ani, se constată că cele mai eficiente sînt distanțele de 10 și 20 m între liniile de drenuri și adîncimile de pozare de 1,0...1, 4 m. Lucrările de afînare adîncă intensifică acțiunea drenajului, permițînd mărirea distanței dintre drenuri pînă la 30 m.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 627.1

MODEL AND PROGRAM FOR PEAK FLOW SIMULATION ON RAINFALL RUNOFF NETWORK

BY

ADRIAN PRICOP and AURELIAN NICOLAU

1. Introduction

In designing erosion control works both on valley sides and within the torrent runoff network an ever higher accuracy of the liquid and solid runoff estimation is required.

The choice of the development scheme involving check dams in the torrent channel and the dimensions of hydraulic equipment used in these works depend on the magnitude of discharge values in the river bad area, calculated nowadays by the improved rational method. This offers the advantage of taking into account the main influent factors of the runoff-soil process, land use, mean rate of design rainfall, average slope of valley side and river bed and the slope of the hydrographic basin. This method gives good results with small runoff-collecting areas up to 300 ha.

This, however, has the disadvantage of not directly considering the geometric and hydraulic characteristics of the runoff network. At the same time, in the calculation of torrent channel equilibrium slope, the above mentioned method has to be applied on a relatively great number of control sections.

As a consequence there appeared the necessity of working out a hydrologic simulation model of torrent peak flow, wich would combine the use of the rational method on elementary basins with the procedure based on the concept of the mean system state in the runoff network.

2. LID 06 Runoff Model

As initial data, those currently existing within the erosion control development scheme will be used: the map with land use, pedologic survey, longitudinal and transversal profiles through the runoff network and the calculated rainfall curve.

The stages in implementing the system are the following :

1° The hydrographic basin is divided into elementary runoff collecting sub-basins and the peak-flow hydrographs are calculated for each of them, by using the rational method.

2° The runoff network is divided into reaches with approximately uniform geometric and hydraulic characteristics.

3° The runoff hydrograph is calculated for each upstream reach of the runoff network.

4° The hydrograph is discretized in time intervals, Δt.

5° Within each network reach, for each time interval, the following balance equation will be solved, in wich the only unknown is the water flow depth :

$$VI+VE=VP+VR, \tag{1}$$

where : VI — inflow water volum within the reach for Δt time interval ;

$$VI=\Delta t Q^{dt_1}+VP^{pr},$$

with Q^{dt_1} — the inflow discharge in the reach, [m³/s], and VP^{pr} — the water volum arriving from the previous reach in Δt time interval ; VE — water volume existing in the reach, left from the previous time interval (which is zero for the first Δt) ; VP — outflow water volume within the reach for Δt ; VR — water volume remaining with the reach at the end of time interval Δt.

The volume VP may be found using relation :

$$VP=\Delta t \cdot Q^{dt}_{med}, \tag{2}$$

where Q^{dt}_{med} is the mean runoff discharge for the reach under consideration, during Δt time interval ;

$$Q^{dt}_{med}=AC(Rj)^{0,5}, \tag{3}$$

with : A — water flow cross section ; since the river channel cross section is, generally, polygonal, the interpolating polynomial is calculated first of all and then, by integrating it for various flow depth (h), pairs of A, h values will be obtained ; another interpolating polynomial $A = P_a(h)$ will be calculated for this pairs, wich will be used in solving equation (1) ; $C = 87R^{0.5}/(\gamma+R^{0.5})$ — C h é z y coefficient in which γ is a roughess parameter and R—hydraulic radius; $R=P_a(h)/P_p(h)$, where $P_p(h)$ is calculated in the same way as for $P_a(h)$ polynominal.

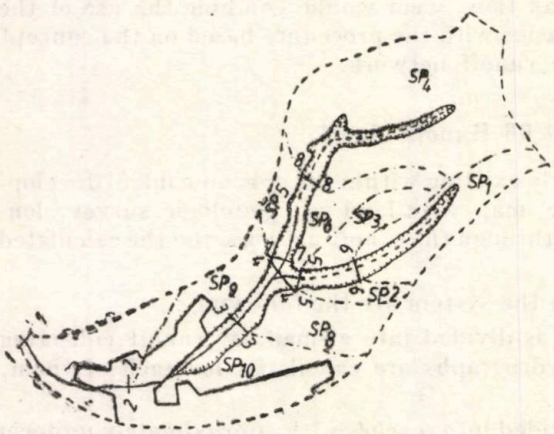


Fig. 1. — Mereni torent hydrographic basin, district of Suceava.

During calculations, beside the flow depth on reaches in time intervals, discharge values, mean velocity and C h é z y coefficients will be stored.

In order to enable the performing of calculations, the LID 06 program has been written in BASIC, verified and used on TIM-S minicomputer (64 K, ZX Spectrum compatible).

3. Calculation Example

The torrent hydrographic basin considered is located within Mereni area, in the district of Suceava (Fig. 1). The control sections $1-1$, $2-2$,...,$8-8$, as well

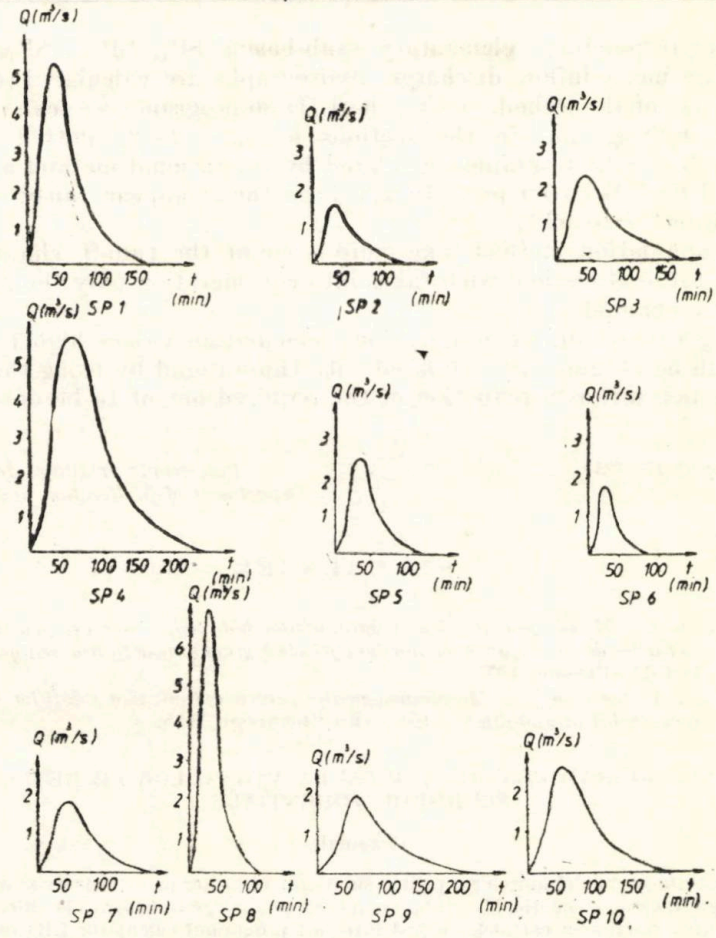


Fig. 2. — Discharge hydrographs of elementary sub-basins.

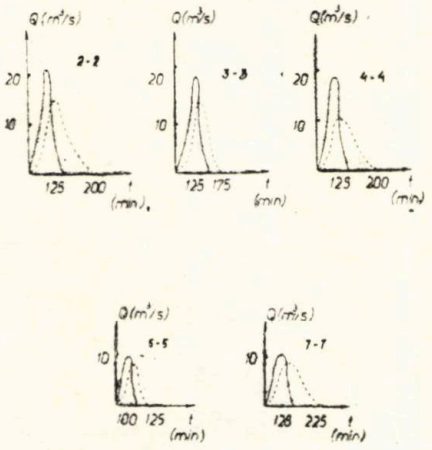


Fig. 3.—Peak flow hydrographs obtained by simulation.

as their corresponding elementary sub-basins SP_1, SP_2,...,SP_{10} are considered. The mean inflow discharge hydrographs are calculated (Fig. 2), by using the rational method. Using the LID 06 program, we can obtain the peak flow hydrographs in the sections *6—6*,..., *2—2*, plotted as a full line in Fig. 3. The hydrographs calculated by the rational method are plotted as a dotted line. Between peak flow values there appear fairly great differences, from 17 to 52%.

The simulation method takes into account the runoff characteristics, unlike the rational method wich takes into consideration only the mean slope of the river channel.

Using this results of design slope claculation values higher by 4.40... 44.44% will be obtained as compared with those found by using the common method, which means a reduction of the required height to be developed by 19.03 m.

Received, April 12, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Melioration and Hydraulics

REFERENCES

1. Stănescu P., *Metode pentru calculul parametrilor hidrologici necesari pentru proiectarea lucrărilor de amenajare a terenurilor agricole degradate de acţiunea scurgerilor.* MAIA-DIFCA, Focşani, 1977.
2. Berar U., Ionescu V., *Metode matematice pentru optimizarea soluţiilor de combatere a excesului de apă din sol.* Ed. Ceres, Bucureşti, 1985.

MODEL ŞI PROGRAM PENTRU SIMULAREA VIITURILOR PE REŢELELE DE SCURGERE TORENŢIALE

(Rezumat)

Se prezintă un model hidrologic pentru simularea viiturilor pe reţelele de scurgere torenţiale, bazat pe rezolvarea ecuaţiei bilanţului volumelor de apă, pe tronsoane, la diferite intervale de timp. Pentru efectuarea calculelor a fost întocmit programul calculator LID 06, în limbaj BASIC, testat şi rulat pe un minicalculator TIM-S. Se prezintă rezultatele obţinute în cazul bazinului hidrografic torenţial Mereni, judeţul Suceava, considerat pentru exemplificarea metodei.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXVI (XL), fasc. 1—4, 1990
Secţia V
CONSTRUCŢII, ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

RECENZII

BOOK REVIEWS РЕЦЕНЗИИ

WEIGLER H., SIEGHART K., *Beton : Arten-Herstellung-Eigenschaften.* Ernst u. Sohn Verlag für Architektur u. technische Wissenschaften, Berlin, 558 S., 1989, ISBN 3-439-01332-2.

Le but déclaré de l'ouvrage c'est de mettre à la disposition des ingénieurs qui exécutent ou surveillent la réalisation des bâtiments, utilisant comme principal matériel de construction le béton, des informations qui pourraient satisfaire aux exigences de qualité et de durabilité — avec un minimum des dépenses pour la réalisation et l'entretien — pendant une période maximale d'exploitation dans des conditions ambiantes spécifiques.

Le contenu de l'ouvrage reflète ensuite la nécessité de connaître les possibilités offertes par le béton ainsi que la corrélation des performances préliminées avec l'ensemble des connaissances fournies par des recherches, vérifiées par l'expérience et consignées, partiellement, dans les prescriptions techniques.

Le premier chapitre contient la définition des bétons ainsi que leur classification. On distingue les sois dites „variétés de béton" (Betonarten) reflétant son âge, ses propres caractéristiques ou celles de ses composants ; les „classes de béton" (Betonklassen) qui garantissent leur performances en ce qui concerne la résistance à la contrainte et l'homogénéité; les „groupes de béton" (Betongrouppen) déterminées par le niveau technique des procédés téchnologiques, employés ; les „catégories de béton" (Betonsorten) identifiés par l'ensemble des certains caractéristiques du béton : classe, ouvrabilité, variété du ciment ou du granulat etc.

Le second chapitre présente des problèmes spécifiques pour les ciments, les granulats et les adjuvants, du point de vue „modalités d'influencer leurs caractéristiques" ainsi que „l'influence de ceux-la sur les performances du béton".

Le troisième chapitre — la composition du béton — revèle les possibilités d'influencer ses propriétés par les proportions des composants, variables en ce qui concerne leur propres caractéristiques, y compris des exemples de calcul pour déterminer la composition.

Le quatrième chapitre se refère à la fabrication, le transport, la mise en oeuvre et le traitement ultérieur du béton. Ici sont développées des questions spécifiques comme par exemple la température du mélange, la durée et l'intensité du malaxage, âges limites pour le transport et la mise en oeuvre, procédés et moyens de transport, la vibration et le vacuumage, le problème des joints, la cure du béton, le bétonnage par temps froid etc.

Une place spéciale y prend le traitement thérmique du béton par l'analyse de l'influence de la température et de la composition pour les divers régimes thermiques à adopter.

Le cinquième chapitre revient aux propriétés du béton frais pour souligner les facteurs d'influence et préciser les méthodes de contrôle.

L'évolution des propriétés du béton pendant son durcissement est envisagée dans le sixième chapitre, tandis que dans le septième, le plus développé de tous, sont présentées les performances du béton deja durci (conventionellement) sous tous les aspects des propriétés physico-mécaniques et de la durabilité.

Comme méthode de présenter les problèmes, on peut souligner, pour ce chapitre surtout, une constante préoccupation pour la corrélation des divers facteurs d'influence avec leurs effets pour les propriétés du béton, ayant comme point

de départ les résultats, confirmés expérimentalement par de nombreuses recherches. Le chapitre est illustré et pas seulement celui-ci, avec des diagrammes, une priorité spéciale revenant aux méthodes de contrôle.

De la même manière, les trois derniers chapitres envisagent les aspects spécifiques concernant les béton spéciaux. Le béton léger fait ainsi l'objet du huitième chapitre dans lequel on envisage différemment les bétons à structure compacte et ceux à structure caverneuse.

Le neuvième chapitre s'occupe du béton projété et la dixième du béton fibré comme dernières nouveautés de la technologie du béton.

Une présentation systématique des propriétés du béton, en directe et réciproque corrélation, ainsi qu'avec les propriétés des composants, les technologies modernes et les exigences des performances, offre au lecteur une vision d'esemble sur le béton, comme matériel de construction. En même temps le lecteur peut y trouver des informations pratiques pour l'utilisation proprement dite.

A. Trelea

SZILARD R., ZIESING D., PICKHARD S., *Turbo-Basic-Programme für Baumechanik und Statik*. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Ernst u. Sohn, Berlin, 1989, 424 S., ISBN 3-433-0106-7.

Computer aided design (CAD) is a new implement in building activities. Within a short time it has achieved considerable impact among architects, technical designers and civil engineers. Its use is already affecting everybody involved in building process : contractors, construction workers, developers and managers. But the most important contribution of the CAD developements are in the field of structural analysis for mechanical and other physical aspects like heat and mass transfer or acoustic fields. The present book let them to do quickly the principal phases of the structural conception as indicated by the titles of the chapters : Introduction ; Programs with menu ; Programs for beams analysis (simply supported and continuous beams with various types of loadings, continuous beams on elastic medium) ; Programs for structures made of axially loaded members, girder networks including those on elastic medium ; Programs fos shear walls, plates and shells of revolution structures using the finite element techniques ; Program listings for all the above mentioned structures. The book is clearly illustrated, the printing is excellent and the binding is very good. An english version would be of great utility.

A. Doloca

ADELI H. (Ed.), *Expert Systems in Construction and Structural Engineering*. Chapman & Hall Lim., London, 1989, 330 pp., ISBN 0-412-28910-5.

The early attempts to apply artificial intelligence and expert system technology to civil engineering problems have been mostly in the areas of construction and structural engineering, so that this book has been limited mostly to these areas. Some of the pioneering researchers in this field have contributed to the book.

The first four chapters are intended to introduce the reader to the rich and vast field of artificial intelligence in general, and to expert system in particular.

An overview and potential applications of expert systems in civil engineering are presented in chapter 5 in the area of structural engineering, construction and management, environmental engineering, water resources, geotechnical and civil engineering education.

Expert systems for structural design process are presented in detail in chapter 6, with a discussion of expert system methodologies and including applications to preliminary design, analysis, detalied design and integrated design.

Other expert systems in the area of construction engineering are described in the following two sections (7 and 8).

In chapter 9 are summarized the damage assessment process of structures, are discussed the kinds of informations available to the problem and the incertainty in this information and haw this information and its associated uncertainty can

be used within an expert system which attempts to reach conclusions about damage through an approximate reasoning approach.

In the following three chapters are presented the expert systems with application to seismic risk evaluation, for condition evaluation of existing structures and for earthquake intensity evaluation.

In the last two chapter is presented the knowledge acquisition for expert system in construction and a discussion about the codes and rules and their roles as constraints in expert systems for structural design.

Each chapter finishes with many fundamental and valuable publications given as references.

This book is a pioneering work wich will bring the significance of the subject to the attention of civil engineers and stimulate more researches to pursue this exciting area of technology with a great impact on the practice of civil engineering.

Șt. Jerca

MORRIS L. J., PLUM D. R., *Structural Steelwork Design to B. S. 5950*. Longman Scientific & Technical, Longman Group UK Lim., 1988, 280 + XVI pp., ISBN 0-582-02357-2.

The book *Structural Steelwork Design to BS 5950*, written by L. J. Morris (University of Manchester) and D. R. Plum (University of Newcastle upon Tyne) presents in a clear, accessible and enough concise form the basic principles concerning the composition and calculation of the principal types of component elements of steel building, of their connections, as well as of the frame steel structures, which are the most used for single or multi-storey buildings.

The book was conceived firstly for the students, but it is also of real utility for those engineers that are not accustomed yet with typical design aspects of steel structures by the limit state method, according to code BS 5950 : structural use of steelwork in building.

The book has certain formative qualities, specially thanks to the many adequated detailed design examples, which contribute to the familiarizing of the reader both with the physical phenomena which govern the service behaviour of structural steel components, of its connections and with the concrete manner to ensure

The authors conceived the book in two parts. The first part comprises ten chapters, in which the design principles of structural steel components are presented (beams, trusses, continuous section and latticed columns, composite beams and slabs). The second part comprises four chapters, in which the authors treat of the frame structures, with detailed design exemplifications of an industrial single-storey building and of a multistorey one for office occupancy.

Chapter 1 deals with the steel products utilised in carrying out of buildings, with the general design requirements (safety relating to the limit states, convenient fabrication and erection, keeping of the functional qualities for a specified life duration) and also with the fundamental calculation principles of steel building structures by the limit state method (typical limit states, loadings, partial safety factors, stress efforts in different loading combinations, capable efforts, etc.). Indications regarding the practical design methodology are given.

In chapter 2 the loads exerted on buildings and their possible combinations are presented and also the concrete calculation of the loads and of the stress efforts for a simply supported floor beam, for a continuous one and for a portal frame of a single-storey building is in detail exemplified.

In chapters 3, 4 and 5 the theoretical design aspects of the steel beams are given and the concrete designing of some floor beams, of roof purlines, of side rails and also of the crane girders with and without lateral restraint is particularly sampled.

Chapter 6 is devoted to the design of steel trusses (use fields, loads, calculus of internal forces, design of the struts and of the joints). The design of a roof truss and of a floor one is exemplified.

Chapters 7 and 8 deal with the design of the steel columns. Usual types of sections for continuous web and latticed centrically or excentrically loaded columns

and also the verification of their resistance and overall buckling capacity are presented. Calculus examples for a continuous web column and for a latticed one of an industrial building are given, inclusively their bases and brackets.

Chapter 9 is meant for the design of composite beams and slabs of steel and concrete.

Chapter 10 deals with the steel buildings (loads, location of bracings into single-storey building steel structures and into multi-storey ones). The design samples refer to the gable and side bracings of a multi-storey building.

In chapter 11 the design of a single-storey industrial building having a portal frame construction with lattice roof girders is exemplified while in chapter 12 the same building with continuous web roof girders is dealt with. The following aspects are in detail examined : composition of the building, loadings, design of composing elements (purlins, side rails, girder and column of the transversal frame, gable column, foundations, bracings, connections of composing members).

In chapter 13 the design of an eight-storeys building for office occupancy is presented, with composite concrete steel floors, composite girders, steel columns and vertical bracings in two directions oriented.

In chapter 14 the peculiarities of the conserving of the steel construction drawings, of the steel fabrication, of their corrosion and fire protection are briefly presented.

The design peculiarities judiciously succeed in the book, setting off every time the principal analysis sequences and adequate results to be obtained.

The adequate application of the British building Codes in the steel work design, specially of the BS 5950, is exemplified everywhere in the book. The design samples ensure a clear understanding of the behaviour of the steelwork and of their correct design.

All the chapters have many British building study references.

V. Pescaru

HASS R., MAYER-OTTENS C., QUAST U., *Verbundbau Brandschutz Handbuch*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 287 S., ISBN 3-433-01224-5.

La protection des bâtiments contre les incendies, afin de préserver les personnes et les biens qui s'y trouvent, représente une des exigences fondamentales de l'art de construire. C'est d'ailleurs un sujet de recherche scientifique prioritaire des institutions spécialisées partout dans le monde. Des laboratoires ont été créés et des normes techniques assez détaillées ont été redigées. Leur utilité est de plus en plus évidente au fur et à mesure que le volume des bâtiments et les densités urbaines vont grandissant. Un progrès important vient d'être réalisé par la simulation numérique des champs thermiques transitoires déterminés par le feu dans les éléments de construction composites. Ce manuel, édité avec la collaboration d'un grand nombre de spécialistes allemands, concerne les constructions dont les parties constituantes sont en béton armé, profilés et tôles métalliques en combinaison avec du plâtre, des isolations thermiques, etc. On insiste sur les structures préfabriquées qui assurent un haut degré d'industrialisation des travaux. Le volume est divisé en quatre parties : (1) Prescriptions techniques relatives à la protection des constructions au feu ; (2) Comportement des matériaux et des éléments de construction au feu ; (3) Calcul des éléments de construction pour résister au feu et règles constructives ; (4) Bâtiments réalisés pour satisfaire les exigences de sécurité aux incendies. À travers le volume nous avons remarqué plusieures informations très poussées : normes allemandes concernant les bâtiments civils et ceux pour l'industrie, effet de la température sur les caractéristiques mécaniques des matériaux, principes de calcul des champs thermiques par des méthodes simplifiées ou par une investigation approfondie à l'aide des éléments finis. Une attention toute particulière est accordée aux problèmes des connections entre les éléments porteurs. Chaque fois les ingénieurs et les architectes de conception trouveront une riche source d'inspiration. Le spécialiste qui étudie la protection des constructions aux incendies trouvera, lui aussi, beaucoup d'informations utiles ainsi qu'une excellente bibliographie attachée à chaque chapitre. On aurait, bien sûr, préféré qu-elle soit plus riche en auteurs étrangers. Du reste, comme d'habitude, la présentation technique est excellente ce qui fait du volume un livre très utile et en même temps agréable.

A. Radu

BRUNDRETT G. W., *Criteria for Moisture Control.* Buttherworth & Co. Publ., London, 1990, 218 pp., ISBN 0-408-02374-0.

Moisture is essential to life and has many and varied influences on human life. The work *Criteria for Moisture Control* is meant to show the complexity and subtlety of these influences and their involvements in many aspects of environment.

In the beginning of the book the influence of moisture on the human health and houses confort is revealed. Both laboratory tests and field studies show optimal values of temperature (20°...23°C) and relative humidity (50...70%) which define the „confort zone". Excepting this zone it is possible that dislikes may appear, function of personal sensitivity to the effects of moisture. In dry conditions the noses become stuffy, the lips and throats become dry, the eyes become scratchy etc. In humid conditions the atmosphere becomes oppressive and sultry, the skin becomes damp and clothes stick.

But the moisture has also an indirect influence on the human health, since it favours the development of the house dust mite. Recent studies show that both asthma and rhinits are associated with an allergic response to the house dust mite. Approximately 60% of the asthmatic patients referred to the Department of Allergology were sensitive to house dust. The studies show that there were very small numbers of mites in dry houses, with relative humidity of 60% at 15°C and 50% at 20°C.

The asthmatic allergies can be also produced by the mould spores, present in the indoor air of houses. In a damp country such as Netherlands, mould is claimed to be responsable for 50% of the asthmatic attacks, in Germany 15% and in Britain 5%. The number of children asthmatic patients was 15.5% in damp houses and 5.6% in dry houses (study 1969).

Air humidity has influence on the durability of materials because of their sensitivity to mould growth (leather, cotton, wool, wood, etc.) and corrosion. (metals). The corrosion is determined by moisture film thickness on metal surface, which increases exponentially with relative humidity. A corrosion battery which will indicate the critical relative humidity for any particular site is presented.

Moisture has a profound influence on electrical properties of materials, by the water film on the surface, and by the absorbed moisture. In high ambient relative humidity the surface becomes much more electrically conductive. Low relative humidity (under 50%) can lead to electrostatic shocks and explosions in hazardous atmosphere.

The high relative humidity, above 70%, has a physical influence on the aerosols in air. These grow in size with increasing relative humidity so that the degree of light scattering increase and the visibility quickly reduces.

Relative humidity plays a critical role in determining the effectiveness of a gaseous disinfectant. Thus ethylene oxide, propylene oxide and methyl bromide favour the lower relative humidities for maximum effectiveness (30...50%) while formaldehyde and β-propiolactone are more effective above 70%.

In chapter 9, the importance of humidity in horticulture is presented. The optimum relative humidity for growth, different for each of plant, is now developing.

In agriculture the moisture is very important for seed storage and for growth of plants and animals. In farm animals, humidity strongly influences the amount of dust generated within the space. This has important implications for the health of the animals and for the cost of air infiltration.

The chapters 11 and 12 presents the effects of moisture on the food storage (grain, flour, bakery products, confectionery etc.).

In the chapter 13 is shown the importance of the control humidity in museums, to preserve the works of art and other objects.

The best value of relative humidity varies with the exhibit material. Very dry conditions inhibit corrosion of metal objects but can cause embritlement in organic material such as parchment, fabrics and books.

The last chapter describes the measuring instruments for measurements of moisture in gases.

By the profound analysis of the multiple effects of moisture on human life and activity, the work adresses to a great number of specialists in varied domains.

A. Radu

BARON J., SAUTEREY R., *Le béton hydraulique.* Presses de l'École nationale des Ponts et chaussées, Paris, 1982, 560 pp., ISBN 85978-033-5.

The present work, *Le béton hydraulique,* is mainly intended to meet the needs of engineers dealing with hydrotechnical cement, one of the most frequently used material in civil engineering. The work is divided into six parts which contain the main problems regarding this material.

The first part deals with the qualities the components have to provide in the purpose to assure the adequate behaviour of the concrete. Firstly the cement is discussed insisting about several factors which have the main influence and affect its qualities, like the exploitation of the raw materials and their preparation, the technology to obtain the cement and finally the classification of several cements. Then this part deals with the mineral aggregates taking into account their mineralogical, petrographical, geometrical, physical and mechanical properties. their preparation and the conditions in which they can be used.

Finally the water is studied from a chemical and physical point of view, the influence of the water/cement ratio and its behaviour in the interaction with the other components of the concrete.

A great attention is also paid to admixtures like water—reducing admixtures, accelerators, plasticizers, retarders and so on.

The last chapter is devoted to several test and their destination.

The second part refers to the fresh concrete, dealing with the structure of cement suspensions, their rheological behaviour, the technology used in practical applications, principles regarding its composition of minimum porosity, its fabrication and *in situ* casting and control.

Chemical and other phenomena are discussed in order to reach the optimal behaviour, also the influence of other binders like cement clinker puzzolane and flying ash and the adhesion between the aggregate and the cement mortar. Also attention is paid to the thermal treatment and the influence of its variation.

The fourth part deals with the mechanical properties of hardened concrete and the rheological aspect of its strenght and deformation for different evadings, performed by several devices. The physical mechanism of the yield and models regarding the mechanical behaviour of the concrete, with special consideration about the role of the fissures and their development are discussed. Also the rheological phenomena (creep, relaxation, residual deformation) and the influence on the environment and the phenomenon of fatigue are taken into account.

Different ways to perform mechanical tests, conditions for test materials, the equipment needed and their choice, the evaluation of test results and their interpretation are presented as well.

The fifth part studies the physical properties of the hardened concrete like the influence of the temperature, the compressive strength, the elastic modules, creep, shrinkage and moisture movement, thermal movement, durability, the acoustic properties and the protection against radiation.

The aesthetics of concrete walls, the accidental fissuration, its resistance to physical and chemical alteration are not neglected.

The work is a scientific advance in the study of concrete and is of great interest for all engineers dealing with problems in connection with concrete. It is a remarkable achievement of the *Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées.*

L. Groll

FUNK P. (Herausgeber), BUNKE N., FLACH M. (Bearb.), *Hilfsmittel für die Arbeit mit Normen des Bauwesen. DIN 1045, Beton und Stahlbeton ; Stichwörter, Norminhalt nach Stichwörtern aufbereitet.* Beuth Verlag, Ernst u. Sohn, Berlin, 1988, 298 S., ISBN 3-433-01129-X.

Ayant en vue le grand nombre des standards allemands DIN qui doivent être pris en considération dans le processus de construction, un arrangement plus simple du contenu des normes correspondantes est devenu nécessaire. Cet arrangement doit être de telle manière que l'utilisateur puisse choisir d'un seul coup d'oeil la prescription qui l'intéresse ainsi que les modifications intervenues par la décision des autorités compétentes. C'est justement pourquoi les éditeurs ont dé-

marré leur cycle editorial „Aide-moyens pour le travail avec les normes de bâtiment".

L'ouvrage présente d'une manière originale le contenu du standard allemand DIN 1045 — Béton et béton armé, une norme ayant une large applicabilité dans tous les domains du bâtiment.

Nous signalons d'abord que les prescriptions du standard cité sont groupées premièrement en deux grandes sections, suivant le groupement même des usagers ; une première section contient les chapitres 1...14 et la deuxième les chapitres 14...25. Chaque section est présentée selon les titres significatifs qui se réfèrent au dimensionnement et l'exécution du béton simple et du béton armé tels que : la composition du béton, le coulage, les armatures, les cofrages, la constitution et la qualité des éléments de construction en béton, le calcul et le dimensionnement des éléments, etc. Quant aux mots composés—particularité de la langue allemande — ils sont accompagnés de références aux titres significatifs ayant un sens approché.

Nous voulons faire la mention que les prescriptions du DIN 1045 groupées selon des titres significatifs sont ordonées alphabetiquement (l'alphabet de la langue allemande) et pas par rapport à leur importance. Il s'agit d'un véritable dictionnaire technique de spécialité qui représente un instrument de grande valeur pour l'usager.

La mise en évidence du degré d'importance des prescriptions n'est point négligée. On emploie dans ce but le soulignement d'après un code qui utilise des traits verticaux et des traits horizontaux. Par exemple, deux traits verticaux signifient (suivant le cas) ; imposé, interdit, définition, établissement obligatoire, etc. ; un seul trait vertical signifie (suivant le cas) : règle, permission, exception admissible etc. ; la manque du trait vertical signifie (suivant le cas) recommandation, directive, choix, etc. Le soulignement horizontal emploie un seul trait et se limite aux mots importants, composés ou non, qui apparaissent dans les textes.

L'ouvrage est accompagné d'une riche annexe qui contient des tables et des dessins à qui on fait des références dans le texte, ordonées selon des numéros correspondants, tout en évitant une répétition dificile. Finalement on présente une liste des verbs modaux de la langue allemande utilisés dans les prescriptions en précisant leurs sens employés ; cela évite les interprétations différentes, les éventuelles fautes et même les litiges.

La mise en valeur de cet ouvrage suppose une bonne connaissance de la langue allemande technique de spécialité. À cette condition, l'ouvrage dans tout son ensemble, peut être caractérisé comme un instrument de grande utilité pour tous ceux qui s'occupent avec les projets et l'exécution des éléments et des constructions en béton simple et béton armé.

C. Capatu

WECK M. (Herausgeber), *Konstruktion von Spindel-Lager Systemen für die Hochgeschwindigkeits-Materialbearbeitung.* Bd. **283**, *Kontakt & Studium-Konstruktion.* Expert Verlag, 320 S., ISBN 3-8169-0376-2.

Das vorliegende Buch, realisiert von einem Kollektiv geführt vom berühmten Professor M. W e c k, ist die vollständigste Argeit auf dem Gebiet der Konstruktion von Spindellager-Systemen für die Hochgeschwindigkeits-Materialbearbeitung, mit einer unmittelbaren Anwendbarkeit.

Eingeteilt in 13 Kapiteln, diese Arbeit behandelt zahlreiche Probleme bezüglich der Hochgeschwindigkeits-Bearbeitung, beginnend mit den Vorteilen dieser Bearbeitungsart, mit den Materialien, die für diese Bearbeitung mit hoher Geschwindigkeit verwendet werden und die geeigneten Verfahren für jeden Typ von Materialien bis zu den Untersuchungen.

Jedes Kapitel hat als Grundlage Doktorarbeiten oder andere Forschungsarbeiten von großem wissenschaftlichen Wert.

Eine große Aufmerksamkeit wird geschenkt dar Schmierung der Wälzlagern und der Konstruktion von Werkzeugmaschinen, die mit großer Geschwindigkeit bearbeiten. Auch werden die Entwicklungstendenzen gegeben einiger solcher Systemen.

Eine große Aufmerksamkeit wird geschenkt der Schmierung der Wälzla- die Kapiteln 9, 10, 12, 13, die die Möglickheiten der Optimisierung der Konstruk-

tion von Werkzeugmaschinen angeben zur Bearbeitung mit hoher Geschwindigkeit.

Durch den reichen, dokumentarischen Inhalt, dem wichtigen, behandelten Bereich und der Art des Verfassens und der graphischen Darstellung, setzt sich diese Arbeit durch als eine Bezugsarbeit im Bereich der Bearbeitungen mit hoher Geschwindigkeit.

Diese Arbeit wird empfolhen sowohl den Studenten, als auch den Fachleuten aus der Produktion der Werkzeugmaschinen und Maschinenteile, sowie den Fachleuten aus dem Gebiet des Metallspanens und des Antriebs der Werkzeugmaschinen.

Șt. Jerca

TRAHAIR N. S., BRADFORD M. A., *The Behaviour and Design of Steel Structures*, Second Edition, Chapman and Hall, London, New-York, 1988, 390 pp., ISBN 041229470-2.

The Behaviour and Design of Steel Structures, written by N. S. Trahair (Challis Professor at the University of Sydney) and M. A. Bradford (Lecturer at the University of New South Walles) is a very good textbook for senior undergraduate and graduate students and will also provide a useful reference source for practising structural design and achievement engineers, for teachers and for research workers.

This second edition (the first has appeared in 1977, at the same publishing house) presents. in an accesible and concise enough manner, the physical phenomena characteristic to the behaviour under loads of steel, of structural steel members, of their connections and also of the structures realised of these members. The relations between physical phenomena and the requirements of the steel structures design codes are emphasized, so as their resistance, stability, fabrication, erection and serviceability conditions be satisfied.

In chapter 1, entitled *Introduction*, the authors summarize the mechanical properties of the structural steels, the loads which act on the structures, the analysis sequence of forces and moments, the collaps patterns of structural steel members under these forces and moments, the proportioning sequence of component members, so as the whole structure could satisfy the carrying and serviceability requirements. The semiprobabilistic principles of the limit state method, utilised nowadays by the design codes of the most developped countries, are pointed out.

Chapter 2, *Tension Members*, presents the behaviour of concentrically loaded linear members in tension and the influence on of their eccentrically connection, of the residual stresses, of the stress concentrations and of the bending caused by the tranverse loads.

Chapter 3, *Compression Members*, is devoted to the investigation of the carrying capacity of the centrically compressed linear bars, taking into account all the parameters which influence it : the section shape, the bar length, its connections with other members, the elastic and postelastic properties of the steel, the residual stresses, the initial curvature, the thinnes of the section walls and so on. The theoretic bases of the Australian, new British and S.U.A. design codes, relating to the compressed bars, are explained.

Chapter 4, *Local Buckling of Thin Plates*, evaluates the carrying capacity of thin flat rectangular plates, considering them as structural elements under simple stress state (uniform or local compression, chear, in plane bending), or under compound stress states (compression with shear, bending with shear with bearing and so on). The influence of the following parameters on the value of the critical buckling stresses of plates is presented : the support and load manner, the ratio of plate dimensions, the residual stresses, the geometric imperfections, the intermediate stiffeners.

In chapter 5, *In-plane Bending of Beams*, the steel beams in uniaxial and in biaxial bending are treated. The analysis relationships for normal and tangential stresses in elastic range (for beams with compact sections and thin wall sections, open or closed) and also in the plastic range for compact section beams, are deduced. In all the cases the beams are assumed to be restraint against lateral buckling.

Chapter 6, entitled *Lateral Buckling of Beams,* is devoted to the general stability loss phenomena of steel beams in both elastic and plastic ranges, function of the characteristic parameters : the beam span, the shape and dimensions of transversal section, the initial deviations of the rectilinear beam axis, the mechanical characteristics of the steel, the remanent stress distribution. The structural capacity of the continuous beams and of the rigid portal frames with only one member loaded is analysed, on the bases of the „efective length" of the members.

Chapter 7, *Beam-columns and Frames,* discusses the steel beam behaviour under both parallel and tranverse forces. The evaluating relationships of the carrying capacity of the bar as an isolated element or a component one of a rigid frame, taking into account the relevant parameters, for the critical moment and for the critical axial force are deduced : the bar rigidities relative to the principal section axes, the torsion rigidity, the shape of the bending moment diagram on the bar, its extreme and intermediate restraints, the rectilinity deviations of the longitudinal axis, the thinnes of the section walls, the residual stresses, etc.

In chapter 8, *Torsion Members,* the authors dwell on the torsion bar behaviour. Taking into account the transversal section shape, the wall thickness, the aspect of the torsion moment diagram along the bar and its supports, the relationships for normal and tangential stresses in both elastic and plastic ranges and also for displacements are given. As in previous chapters, the authors point out the reasons of the requirements stipulated in the structural steel design codes.

Chapter 9, entitled *Connections,* presents the essential aspects concerning the arrangement, the behaviour under loads and the design relationships for the welded, riveted and bolted connections for steel structures.

Although the authors refer in their book only to the Australian, U.K. and U.S.A. steel structure design codes, the textbook will be of real utility for students and specialists all over the world, because the calculus relationships are written adimensionally and can particularize them easily for any kind of structural steel.

The worked and proposed examples given at the end of each chapter facilitate appreciably correct understanding of the difficult theoretical problems concerning the design of the structural steel members and make possible the adequate application of the design codes wit full knowledge of the cases.

At the end of each of the nine chapters, the representative references of some distinguished specialists in steel structures, all over the world, are indicated.

V. Pescaru

1991 AUG 1 4

40822